BRUNO MATTEO
2025.12.18 21:45:02
CN=BRUNO MATTEO
C=IT
2.5.4.4=BRUNO
2.5.4.42=MATTEO

RELAZIONE IDRAULICA

STIGEA s.r.l.

Il dott. Ing. Stefano Cassarini

Cassarini Stefano
2025.12.22 10:34:02
+01'00'

Sommario

1 Introduzione e inquadramento generale 4

2 Inquadramento idrografico e pericolosita' idraulica – PGRA, Piano di Gestione Rischio Alluvioni 5

2.1 Inquadramento idrografico 5

2.2 Piano di Gestione Rischio Alluvioni – PGRA vigente 7

2.3 Analisi del rischio idraulico comunale 8

3 Riferimenti normativi 10

4 Area di intervento 12

5 Descrizione delle opere 14

5.1 Reti fognarie 14

5.2 Rete di acque meteoriche 16

5.2.1 Dati idrologici e parametri idraulici assunti 16

5.2.2 Tempo di ritorno 16

5.2.3 Coefficienti di probabilità delle precipitazioni 18

5.2.4 Limite allo scarico 19

5.2.5 Dimensionamento della rete di smaltimento delle acque meteoriche 21

5.2.6 Modellazione di rete 25

5.2.7 Dimensionamento dei sistemi di pompaggio delle vasche di laminazione. 32

5.2.8 Qualità delle acque meteoriche immesse nel recettore finale 37

5.3 Rete di smaltimento acque reflue – scarichi domestici ed industriali 38

5.3.1 Rete di smaltimento acque reflue - domestiche 38

5.3.2 Rete di smaltimento acque reflue - industriali 38

5.3.3 Sistema di scarico della fognatura nera ed allaccio alla fognatura esistente 39

5.3.4 Verifica e dimensionamento 41

5.3.5 Volume utile di stoccaggio della vasca di sollevamento 43

5.3.6 Gestione reflui antincendio 44

5.4 Rete di approvvigionamento idrico 44

5.4.1 Approvvigionamento idrico sanitario 44

5.4.2 Approvvigionamento industriale 45

6 Conclusioni 45

* * * * * * * *

1 INTRODUZIONE E INQUADRAMENTO GENERALE

La presente relazione descrive le soluzioni progettuali adottate per le opere idrauliche – fognatura meteorica, fognatura nera, fognatura industriale ed acquedotto – relative alla realizzazione di un Data Center nei pressi di Zibido (MI).

L'area oggetto di intervento è racchiusa tra la strada statale SS35 (a est), l'autostrada A7 (a ovest), la Strada provinciale SP139 (a nord) e dei campi rurali (a sud).

Di seguito è riportata l'ubicazione dell'area di intervento (punto rosso).

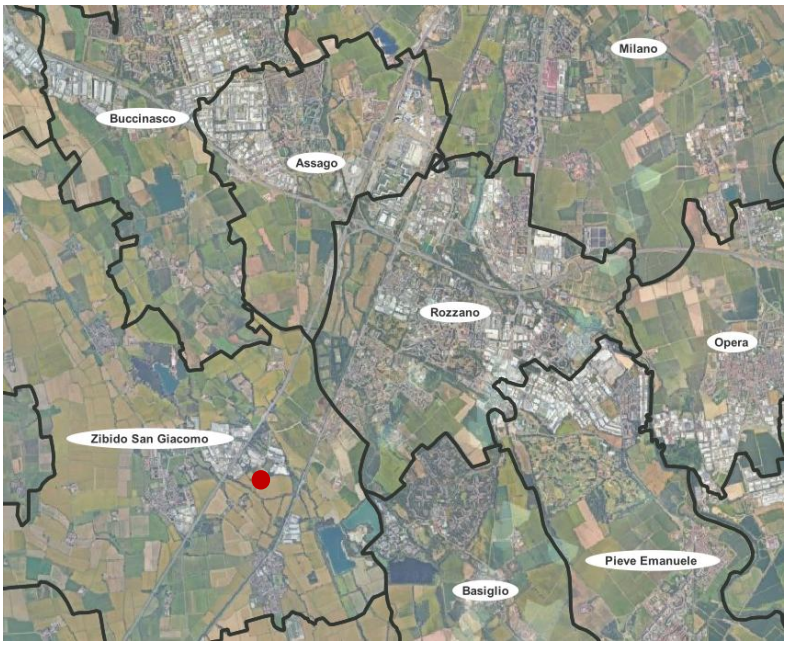


Figura 1 - Coreografia dell'area di intervento

2 INQUADRAMENTO IDROGRAFICO E PERICOLOSITA' IDRAULICA – PGRA, PIANO DI GESTIONE RISCHIO ALLUVIONI

2.1 INQUADRAMENTO IDROGRAFICO

Il progetto è situato nell'area di competenza dell'autorità di bacino distrettuale Fiume Po, come di seguito rappresentato.

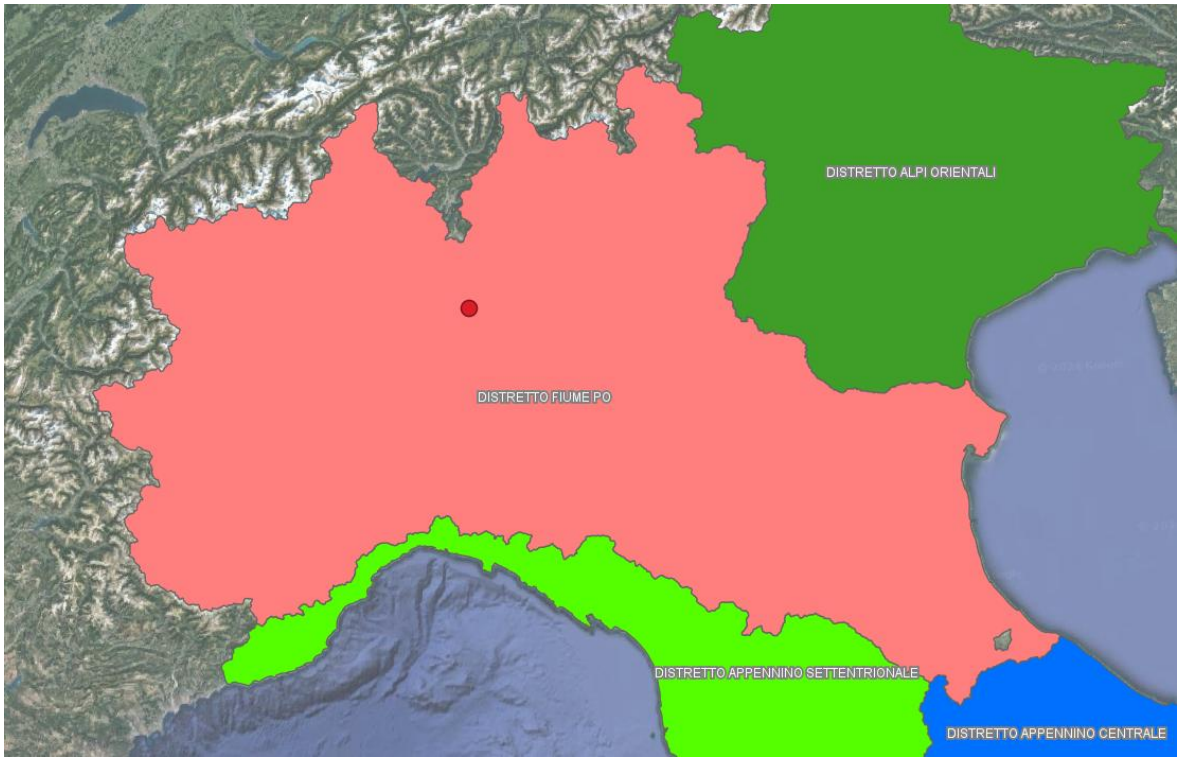


Figura 2 - Autorità di Bacino Distrettuali e area di intervento (punto rosso)

Il corso d'acqua principale più prossimo all'area di progetto è il Fiume Olona, in gestione AIPO – Agenzia Interregionale per il fiume Po, che scorre in direzione nord/ovest-sud/est e si posiziona a circa 3 km a nord/est rispetto all'area di intervento.

Figura 3 - Reticolo idrografico principale

L'area consortile in cui si inserisce il progetto fa capo al Consorzio Est Ticino Villoresi.

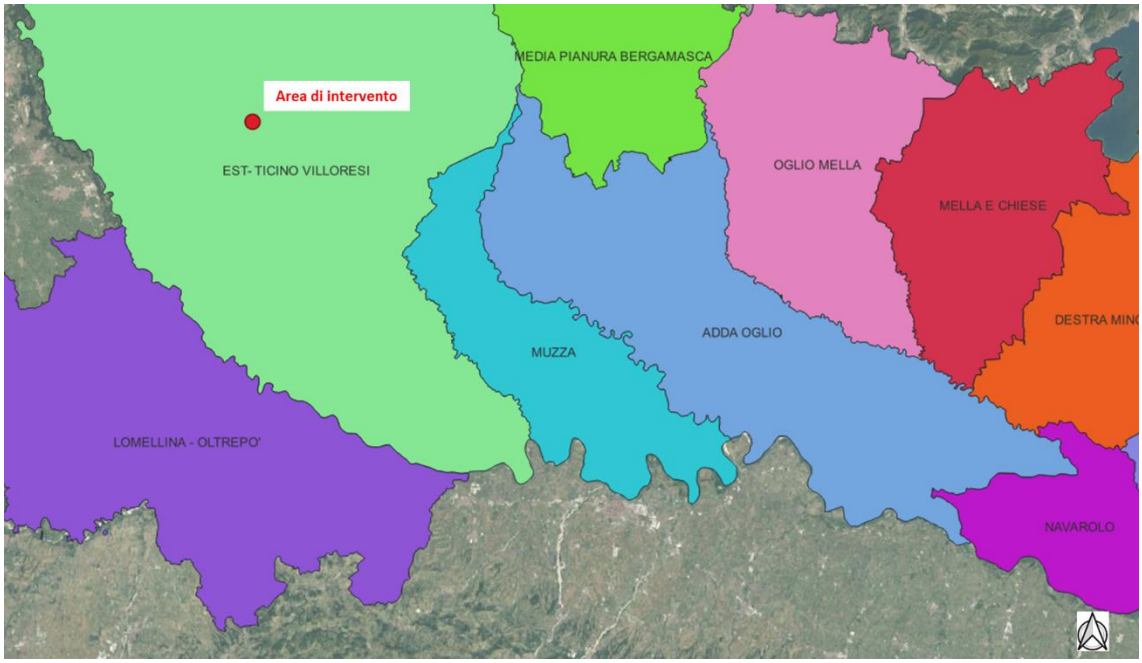


Figura 4 - Comprensori Regione Lombardia

Il corso d'acqua più prossimo è il cavo Basiglio, che scorre perimetralmente all'area di intervento.

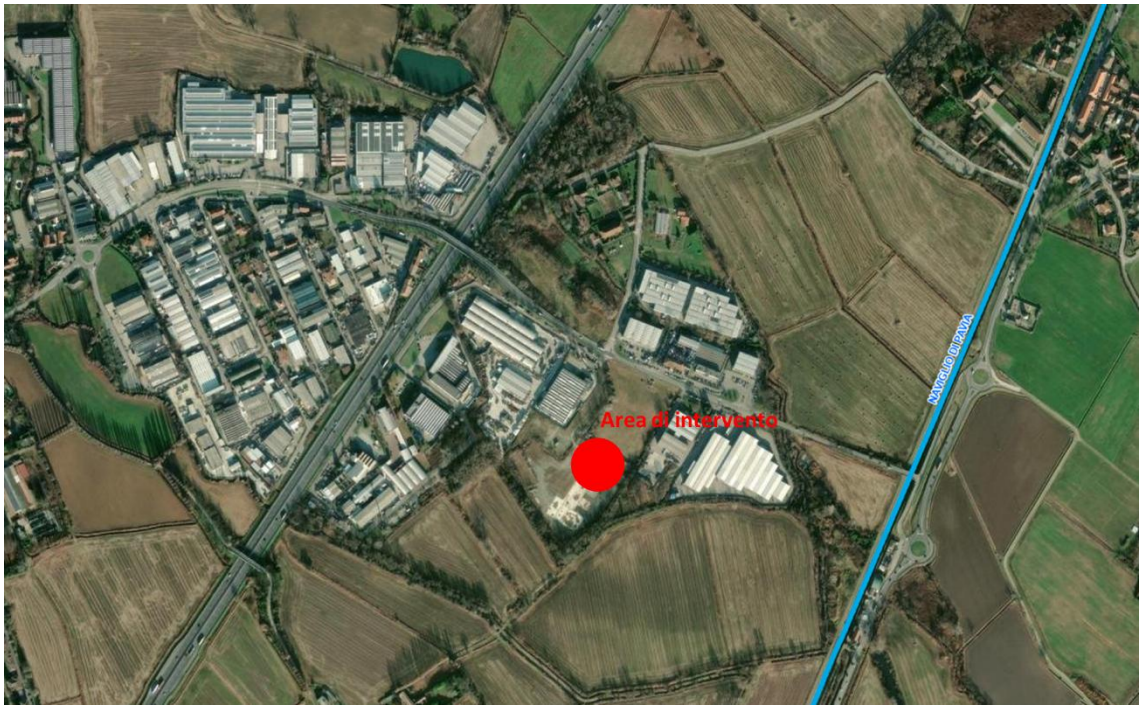


Figura 5 - Reticolo di bonifica – WebGis Consorzio Est Ticino Villoresi

2.2 PIANO DI GESTIONE RISCHIO ALLUVIONI – PGRA VIGENTE

Il Piano di Gestione Rischio Alluvioni (PGRA) è lo strumento operativo previsto dalla legge italiana, per individuare e programmare le azioni necessarie a ridurre le conseguenze negative delle alluvioni per la salute umana, il territorio, i beni, l'ambiente, il patrimonio culturale e le attività economiche e sociali (d.lgs. n. 49 del 2010), in attuazione della Direttiva Europea 2007/60/CE, "Direttiva Alluvioni"). Il PGRA viene predisposto a livello di distretto idrografico e aggiornato ogni 6 anni. Per il Distretto Padano, cioè il territorio interessato dalle alluvioni di tutti i corsi d'acqua che confluiscono nel Po, dalla sorgente fino allo sbocco in mare, è stato predisposto il Piano di Gestione del Rischio Alluvioni del fiume Po (PGRA-Po).

Il primo PGRA (PGRA 2015) è adottato dal Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino del fiume Po con delibera n. 4 del 17 dicembre 2015 e approvato con delibera n. 2 del 3 marzo 2016; è definitivamente approvato con d.p.c.m. del 27 ottobre 2016.

La prima revisione del PGRA (PGRA 2021), relativa al sessennio 2022-2027, è stata adottata dalla Conferenza Istituzionale Permanente dell'Autorità di bacino distrettuale del Fiume Po con deliberazione n. 3 del 29 dicembre 2020 e approvata con deliberazione n. 5 del 20 dicembre 2021; è definitivamente approvata con d.p.c.m. del 1° dicembre 2022.

Consultando le mappe relative alla pericolosità idraulica del sito, si osserva che non vi è perimetrazione di aree affette da pericolosità idraulica interferenti con l'area di intervento.

Figura 6 - Mappa pericolosità idraulica PGRA vigente

2.3 ANALISI DEL RISCHIO IDRAULICO COMUNALE

Il Comune di Zibido San Giacomo ha redatto nel 2022 lo studio comunale di gestione del rischio idraulico che permette di identificare le attuali condizioni di rischio idraulico comunale derivanti dai contributi sia del reticolo idrico che di quello fognario e le misure atte al controllo e alla riduzione delle suddette condizioni di rischio, mappando le aree a pericolosità idraulica per eventi con tempo di ritorno Tr 50 e 100 anni.

Consultando quindi l'allegato "Tavola 1°", Tavola "1B" e "Tavola 1C", si osserva che una porzione limitata dell'area oggetto di intervento è interessata da pericolosità idraulica data dalla presenza di una condotta fognaria insufficiente che corre lungo il perimetro orientale del sito. Le altezze di allagamento sono inferiori a 0.50 cm.

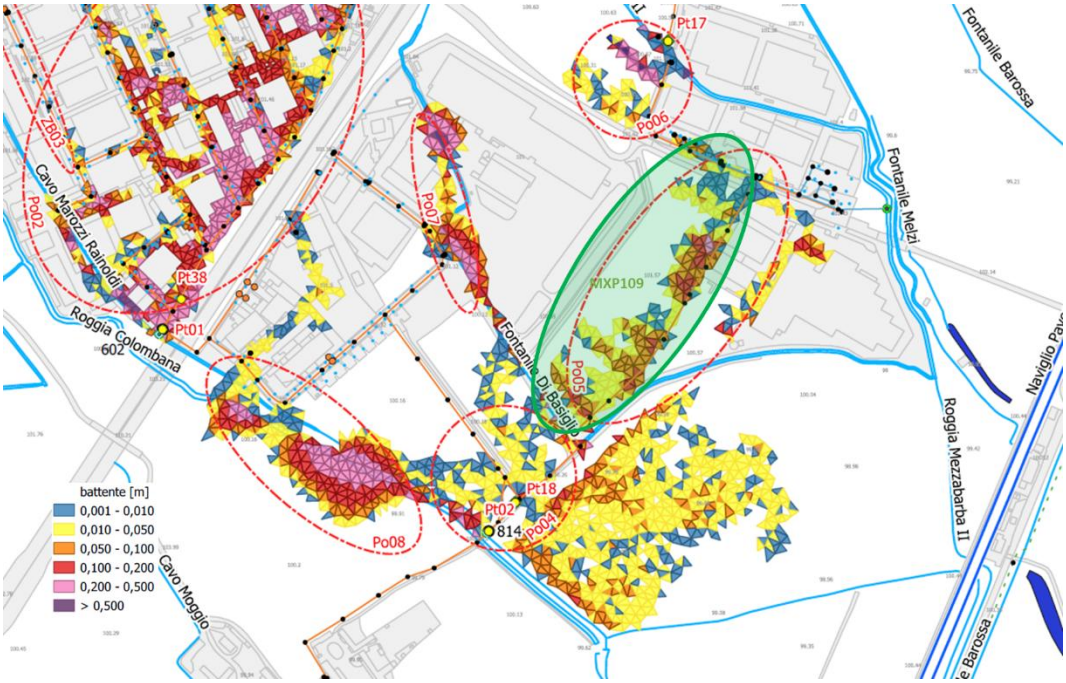


Figura 7 - Pericolosità idraulica comunale

3 RIFERIMENTI NORMATIVI

La progettazione delle opere è stata eseguita nel rispetto delle normative vigenti ed in particolare:

- Decreto Legislativo 30 aprile 1992, n. 285 e successive modifiche. ii Nuovo Codice della Strada
- D.P.R. 16 dicembre 1992, n. 495 Norme per l'esecuzione e l'attuazione del Nuovo Codice della Strada
- Decreto Legislativo 3 aprile 2006, n. 152 e s.m.i., le principali tematiche affrontate dal Testo Unico delle Acque riguardano: a) l'individuazione e il perseguimento dell'obiettivo di qualità ambientale delle acque superficiali destinate alla produzione di acque potabili, acque di balneazione, acque dolci idonee alla vita ittica e acque destinate alla vita dei molluschi; b) tutela dei corpi idrici e regolazione degli scarichi: protezione quantitativa - risparmio idrico; tutela qualitativa - regolazione degli scarichi, tutela delle aree di pertinenza dei corpi idrici; c) strumenti di protezione: piani di protezione delle acque, autorizzazione agli scarichi, controllo degli scarichi; In particolare, sono stabiliti i criteri generali per le acque meteoriche e di lavaggio provenienti da aree esterne, stabilendo che le Regioni debbano disciplinare i casi in cui può essere richiesto che le acque meteoriche e le acque di lavaggio provenienti da aree esterne non convogliate nelle reti fognarie siano convogliate e opportunamente trattate in impianti di depurazione per particolari impianti in cui vi sia rischio di deposito di sostanze pericolose su superfici impermeabili scoperte.
- Regione Lombardia – Regolamento Regionale n. 4 del 24 marzo 2006 – Riferimento per la quantificazione delle acque di prima pioggia, stabilisce la disciplina per lo smaltimento delle acque di prima pioggia e il lavaggio delle aree esterne, di cui si riportano i seguenti estratti:
    - "Si considera acqua di prima pioggia quella che corrisponde, per ogni evento meteorico, ad una precipitazione di 5 mm distribuita su tutta la superficie di drenaggio servita dalla rete fognaria [...] ipotizzando che l'evento si verifichi in quindici minuti e che il coefficiente di afflusso alla rete sia pari a 1 per la superficie drenante e a 0,3 per le superfici permeabili di qualsiasi tipo ad esse adiacenti, escludendo dal calcolo le aree incolte o ad uso agricolo."
    - "Le acque di prima pioggia e le acque di lavaggio, che devono essere conferite in un corpo idrico superficiale, devono essere inviate in apposite vasche di raccolta perfettamente sigillate, dimensionate in modo da

trattenere complessivamente non meno di 50 m3 per ettaro di superficie drenante".

- Regione Lombardia – Programma per la Tutela e l'Uso delle Acque (P.T.U.A.) – Approvato con Decreto Regionale n. 8/2244 del 29 marzo 2006 – Il P.T.U.A. fornisce: a) una sintesi del quadro conoscitivo relativo al controllo qualitativo e quantitativo delle acque superficiali e sotterranee; b) gli obiettivi della programmazione; c) le elaborazioni a supporto delle decisioni; d) le misure di intervento. Oltre ad individuare le cosiddette aree sensibili, il P.T.U.A. stabilisce i vincoli da rispettare per garantire il controllo quantitativo (riduzione delle portate di scarico attuando le indicazioni fornite dal P.R.R.A., Piano Regionale di Bonifica delle Acque) degli scarichi.
- Regolamento regionale 23 novembre 2017, n. 7 - Regolamento recante criteri e modalità per il rispetto del principio di invarianza idraulica e idrologica ai sensi dell'articolo 58 bis della legge regionale 11 marzo 2005, n. 12 (Legge per il governo del territorio) - (BURL n. 48, Supplemento del 27 novembre 2017[DC1] - aggiornamento 28/03/2025)

4 AREA DI INTERVENTO

L'area interessata dal progetto si trova nel distretto industriale del Comune di Zibido San Giacomo, a circa 12 km a sud da Milano. Il sito si trova in un'area attualmente priva di edifici.

Figura 1 - Area di lavoro

L'andamento topografico indica una pendenza naturale in direzione ovest-est, ma mantenendo un andamento prevalentemente pianeggiante (pendenza media 0,4%). Le altitudini sono comprese tra 101,50 m.s.l.m. e circa 100 m.s.l.m.

Nella fase preliminare della progettazione è stato condotto un rilievo dettagliato dell'area di intervento.

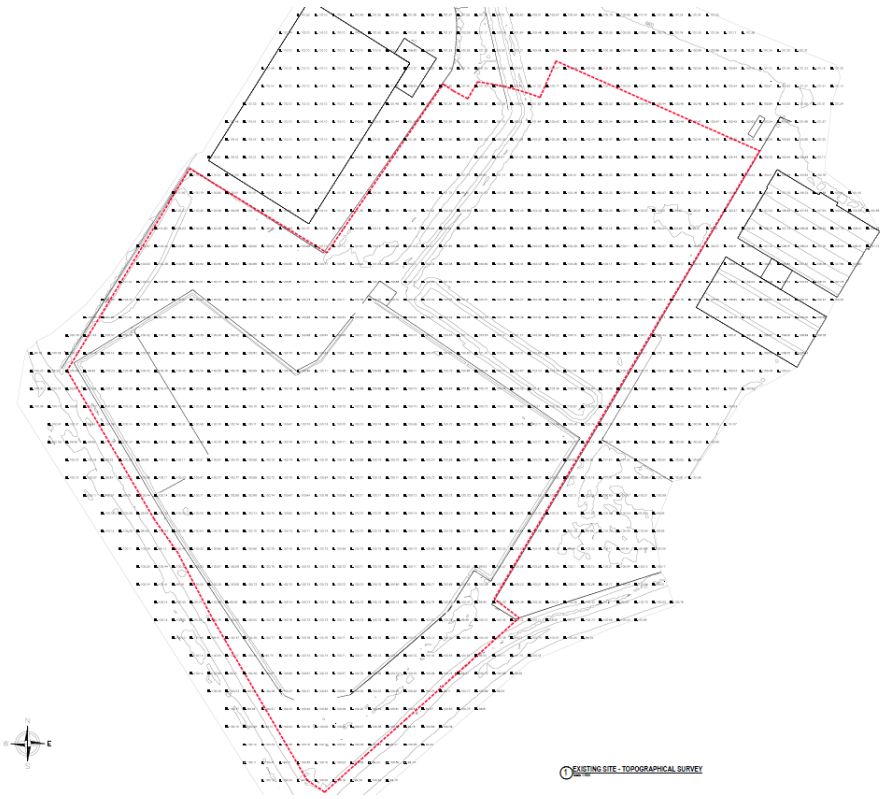


Figura 2 - Rilievo topografico

5 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Le opere in progetto descritte nella presente relazione consistono nelle reti fognarie per il collettamento dei reflui antropici, dei reflui industriali e delle acque meteoriche, e della rete di approvvigionamento idrico – sanitario.

Di seguito è riportato un estratto del masterplan di intervento.

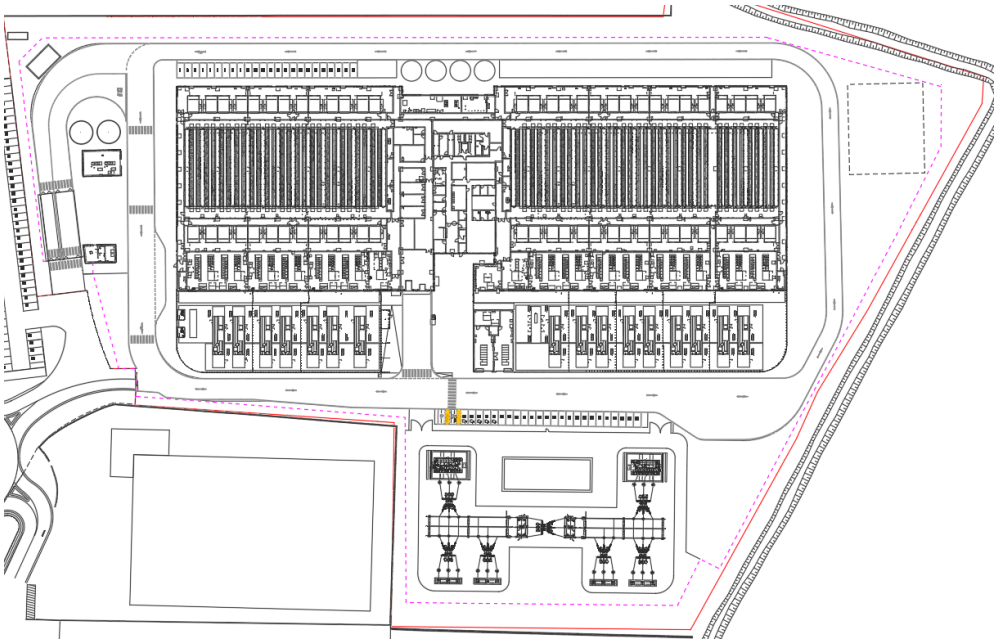


Figura 4 – Masterplan dell'intervento del datacenter

5.1 RETI FOGNARIE

Gli scarichi provenienti dal complesso del DC sono di 3 tipologie: acque meteoriche, acque reflue antropiche, acque reflue industriali.

Si riporta di seguito lo schema delle reti in progetto.

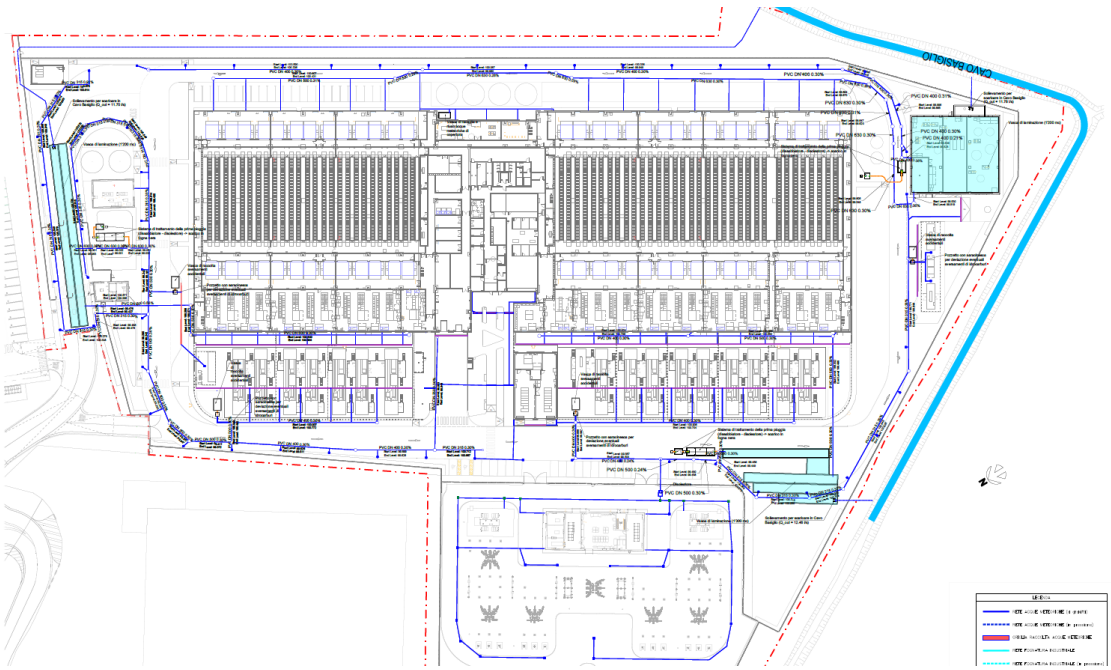


Figura 3 - Rete meteorica (in blu)

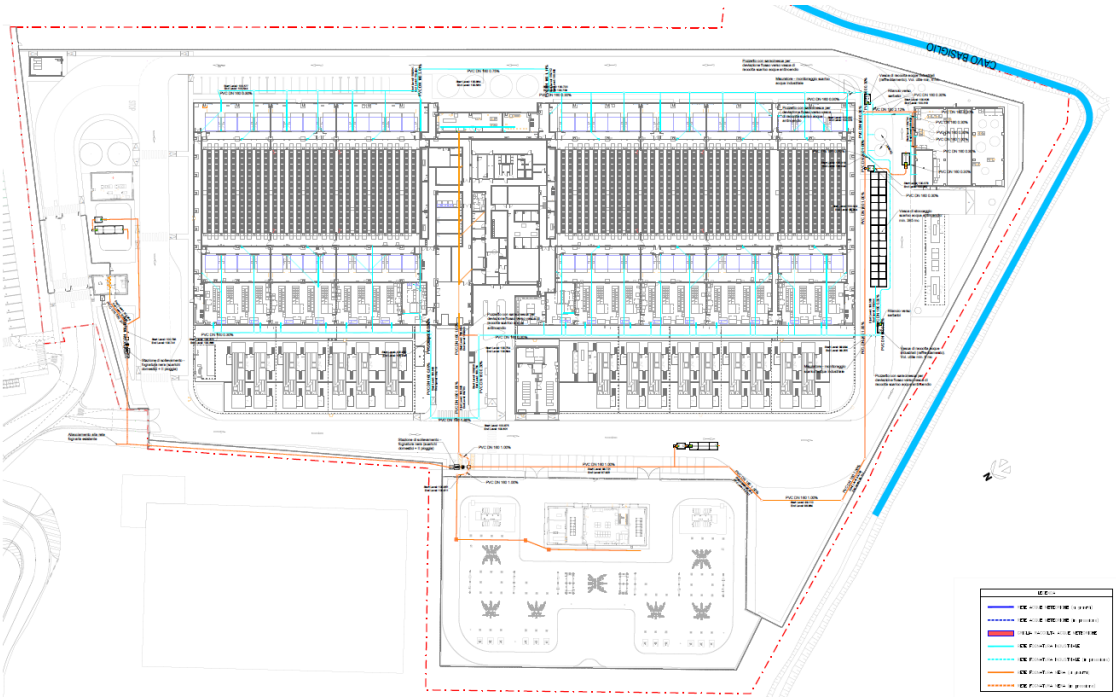


Figura 8 - Rete fognaria acque reflue antropiche (arancione) ed industrialo (ciano)

La rete meteorica è strutturata per convogliare il deflusso superficiale verso tre vasche di laminazione e quindi scaricare nel corpo idrico superficiale più prossimo, ossia il cavo Basiglio. Le acque di prima pioggia raccolte dalle superfici esterne, a meno delle aree di copertura, vengono convogliate nella fognatura nera civile.

La rete di fognatura civile, invece, raccoglie gli scarichi provenienti dai bagni dell'edificio principale, dell'edificio di trattamento delle acque di raffreddamento e dalla guardiania; tramite due impianti di sollevamento interni al comparto scarica nella fognatura esistente.

La rete di scarico delle acque industriali colletta quanto proveniente dai sistemi di raffreddamento; la gestione delle acque industriali avviene attraverso un sistema chiuso, infatti la rete scarica in due stazioni di sollevamento (una per ogni lato dell'edificio principale) che reimmettono lo scarico nel sistema di raffreddamento, passando per un processo depurativo. La rete interna per il funzionamento del sistema di raffreddamento produce un refluo destinato alla fognatura pubblica.

5.2 RETE DI ACQUE METEORICHE

5.2.1 Dati idrologici e parametri idraulici assunti

Per la determinazione del regime pluviometrico dell'area di interesse si è fatto riferimento ai dati ufficiali forniti da ARPA Lombardia dai quali, per un dato tempo di ritorno, sono stati ricavati i coefficienti della curva di probabilità pluviometrica "a" e "n" da utilizzare per eventi piovosi inferiori ad un'ora e superiori ad un'ora.

5.2.2 Tempo di ritorno

La grandezza comunemente assunta come valore di riferimento (ad esempio, per valutare il grado di protezione dagli allagamenti offerto dalla rete fognaria) è il tempo di ritorno Tr della portata di dimensionamento. Indica il numero di anni in cui il valore assegnato viene superato in media una volta; In alternativa, il tempo di ritorno dell'investimento rappresenta il numero di anni che mediamente separano il verificarsi di due eventi di magnitudo pari o superiore alla soglia assegnata.

Il tempo di ritorno dell'investimento da assumere alla base della progettazione deve essere da un lato sufficientemente elevato da garantire il corretto funzionamento della rete idraulica, e dall'altro attentamente ponderato per consentire un dimensionamento non eccessivamente oneroso. Si tratta, quindi, di trovare il giusto compromesso tecnico-economico.

La scelta del valore del tempo di ritorno da utilizzare nell'analisi idraulica è stata fatta sulla base della tipologia e dell'importanza strategica e funzionale delle singole opere di progetto, sulla base di un'attenta analisi del cosiddetto rischio di insufficienza. Il rischio associato a una certa portata è definito come la probabilità che la portata stessa venga superata almeno una volta in un determinato numero di anni; Pertanto, il rischio dipende dall'estensione del periodo considerato e dall'ambito considerato, ossia dal suo tempo di ammortamento. Se il dimensionamento della struttura è stato effettuato con riferimento alla capacità Q(Tr) di Tr anni di tempo di ritorno, il rischio RN[Q(Tr)], ossia la probabilità

che, nel corso di N anni di esercizio, la struttura risulti insufficiente una o più volte, può essere espresso come:

$$R_N[Q(Tr)] = 1 - \left(1 - \frac{1}{Tr}\right)^N$$

Dove Rn(T) rappresenta il rischio di cedimento idraulico associato al tempo di ritorno T (anni) e alla vita utile N dell'opera (anni). La figura seguente mostra l'andamento del rischio idraulico al variare del tempo di ritorno e della vita prevista dell'opera.

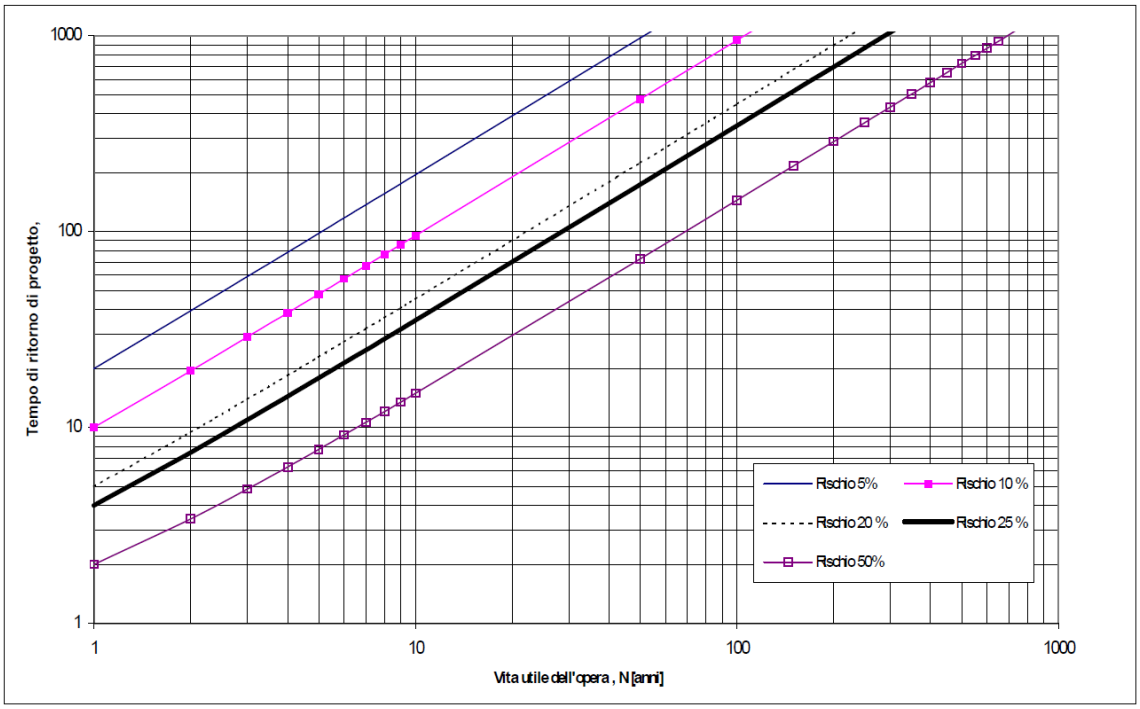


Figura 4 - Andamento del rischio idraulico al variare del Tr di progetto e della vita utile dell'opera

La formula mostra che il verificarsi di una o più crisi di una rete idrografica durante il suo periodo di funzionamento è un evento piuttosto probabile, quasi certo. A ciò, però, corrisponde una precisa scelta progettuale, in quanto il contenimento del rischio di insufficienza di rete comporta la necessità di aumentare notevolmente i tempi di ritorno dell'investimento di progetto, con i conseguenti (e generalmente inaccettabili) aumenti delle dimensioni e aumenti dei costi dei condotti. Ne consegue che nei calcoli di verifica o dimensionamento è necessario stabilire prima quale rischio di insufficienza si vuole accettare. In altre parole, è necessario fissare il valore del tempo di ritorno *Tr* del progetto. La scelta del Tr deriva da un compromesso tra la necessità di contenere la frequenza delle insufficienze idrauliche e la necessità di contenere le dimensioni dei collettori. Questo compromesso, che dovrebbe essere frutto di analisi costi-benefici, porta all'adozione, **data la notevole importanza dell'opera**, per il dimensionamento del drenaggio della piattaforma stradale e delle coperture degli edifici, di un **tempo di ritorno di 100 anni**. In

queste condizioni di progettazione, l'intero sistema di drenaggio è dimensionato correttamente, come verrà presentato in seguito.

5.2.3 Coefficienti di probabilità delle precipitazioni

Da queste premesse, i coefficienti della curva di probabilità delle precipitazioni (riferita ad un tempo di ritorno di 100 anni) utilizzati sono i seguenti:

- Eventi di durata superiore:
  - a = 67,87
  - n = 0,30

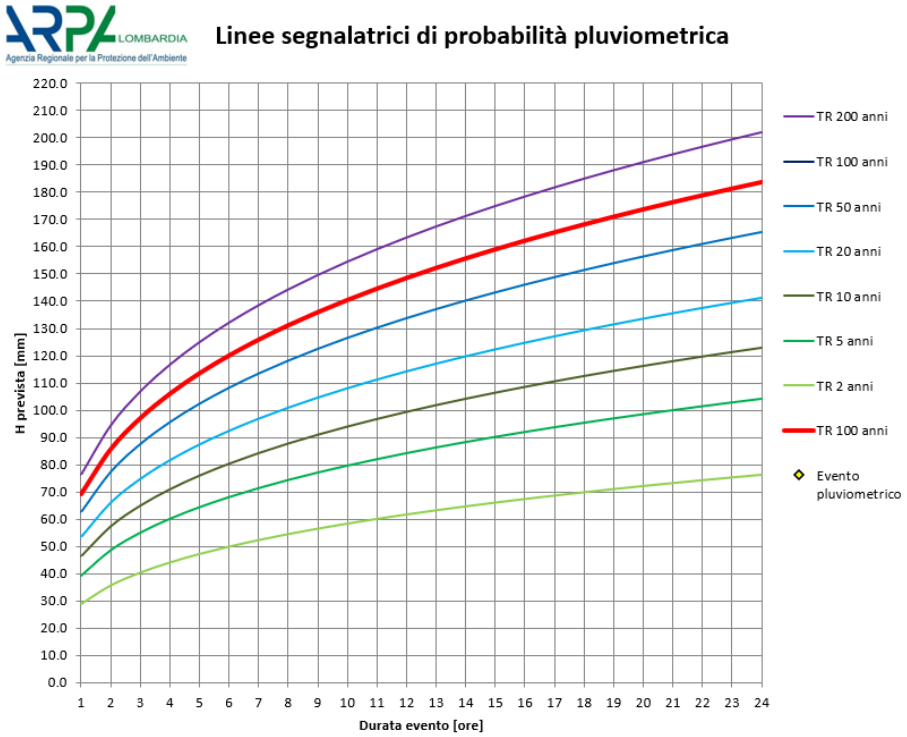


Figura 5 - Linea di segnalazione per la probabilità di precipitazioni

I fenomeni di trasformazione afflusso-deflusso tipici delle reti e delle aree di limitata estensione, come quelli oggetto del presente studio, hanno tempi caratteristici inferiori a 1h: sono state quindi ottenute linee di probabilità di precipitazione per eventi con durata inferiore a 1h al fine di modellare adeguatamente gli eventi critici per la rete progettata.

Una volta ottenuti i parametri a e n relativi agli LSPP per durate superiori a 1 ora, sono state calcolate le altezze relative alle durate di 5, 10, 15, 20 e 30 min per i diversi tempi di ritorno (20, 50, 100, 200 e 300 anni); l'altezza è stata ottenuta applicando la *formula di Bell*, illustrato di seguito.

La formula empirica di Bell (Generalized Rainfall Duration Frequency Relationship" – Journal of the Hydraulics Division – Proceedings of the American Society of Civil Engineers

– volume 95, issue 1 – January 1969) permette di identificare l'altezza delle precipitazioni per durate inferiori a 60 minuti utilizzando come input l'altezza oraria delle precipitazioni.

Come risultato dei suoi studi, Bell osservò che i rapporti tra altezze di durata molto breve τ e inferiori a un'ora e l'altezza oraria dipendono relativamente poco dal luogo in cui si verificano, consentendo così l'uso della sua formula indipendentemente dal sito in esame. Propone quindi la seguente correlazione tra le altezze delle precipitazioni risultanti da eventi di breve durata (<1h) e quelle date da durate delle precipitazioni pari a 1 ora:

$$\frac{h_{\tau,Tr}}{h_{60,Tr}} = 0.54\,\tau^{0.25} - 0.50$$

Utilizzando questa formulazione è stato possibile ricavare le altezze delle precipitazioni per le durate indicate e i diversi tempi di ritorno.

- Eventi di durata inferiore a un'ora:
  - a = 70,23
  - n = 0,464

5.2.4 Limite allo scarico

I valori massimi di portata utilizzati per il dimensionamento dell'impianto di smaltimento delle acque meteoriche sono stati desunti dalla "Delibera regionale n. 7 del 23 novembre 2017" in ottemperanza all'art. 8 comma 1 lettera a) in quanto il comune in cui è ubicato il progetto appartiene all'area B di cui al comma 3 dell'art. 7.

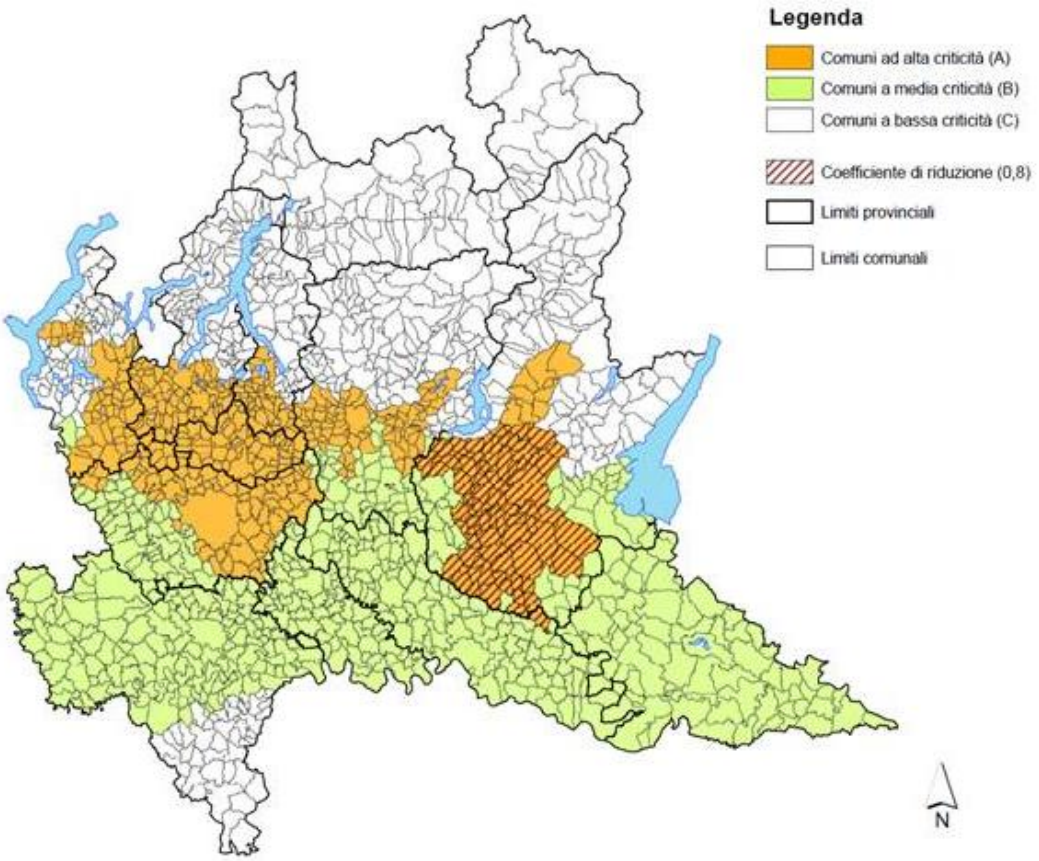


Figura 6 - Distribuzione delle criticità idrauliche nella Regione Lombardia

In particolare, il valore massimo di scarico per il comune di Zibido San Giacomo è definito in 20 l/s per ettaro di superficie scolante impermeabile dell'intervento. Il proponente, però, al fine di migliorare quanto più possibile la compatibilità idraulica dell'intervento, sceglie di dimensionare la rete, le vasche di laminazione e la portata massima di scarico nel cavo Basiglio riferendosi ad un'udometria di scarico massima pari a 10 l/s per ettaro di superficie scolante impermeabile dell'intervento.

Il calcolo della superficie impermeabile scolante dell'intervento, ai fini del dimensionamento dei volumi minimi da destinare alla laminazione e dei limiti allo scarico da rispettare, è stato sviluppato assegnando un coefficiente di afflusso pari a 1 per la superficie impermeabile drenata, 0.70 per le aree verdi sovrapposte a solette interrate e 0,3 per le aree permeabili (di qualsiasi tipo) munite di sistemi di raccolta. L'area di intervento risulta pari a 3.59 ha, cui risulta una portata massima complessiva di scarico uscente dall'intero comparto:

- **Q max = 35.94 l/s.**

Alla luce delle indagini geologiche effettuate nella fase preliminare, non risulta possibile prevedere un sistema di infiltrazione per disperdere le acque piovane in quanto la falda

acquifera risulta decisamente superficiale (quasi prossima al piano campagna), condizione quindi non favorevole a garantire uno smaltimento sufficientemente rapido e sicuro degli eventi di progetto.

5.2.5 Dimensionamento della rete di smaltimento delle acque meteoriche

La rete di smaltimento delle acque meteoriche colletta tutte le nuove superfici impermeabili, convogliando il deflusso superficiale verso tre vasche di laminazione, situate rispettivamente:

- All'ingresso del comparto (**VLam 1**: 1'200 mc), composta da una batteria di scatolari di dimensioni h=4.80 m x B=2.40 m;
- Nell'area sud ovest del comparto (**VLam 2**: 1'300 mc), composta da una batteria di scatolari di dimensioni h=4.80 m x B=2.40 m;
- Nell'area sud est del comparto, nel sedime dell'edificio dedicato al trattamento delle acque di approvvigionamento industriale, come interrato dell'edificio stesso (**VLam 3**: 1'200 mc).

Ciascuna vasca è svuotata da un sistema di pompaggio che rilancia nel cavo Basiglio.

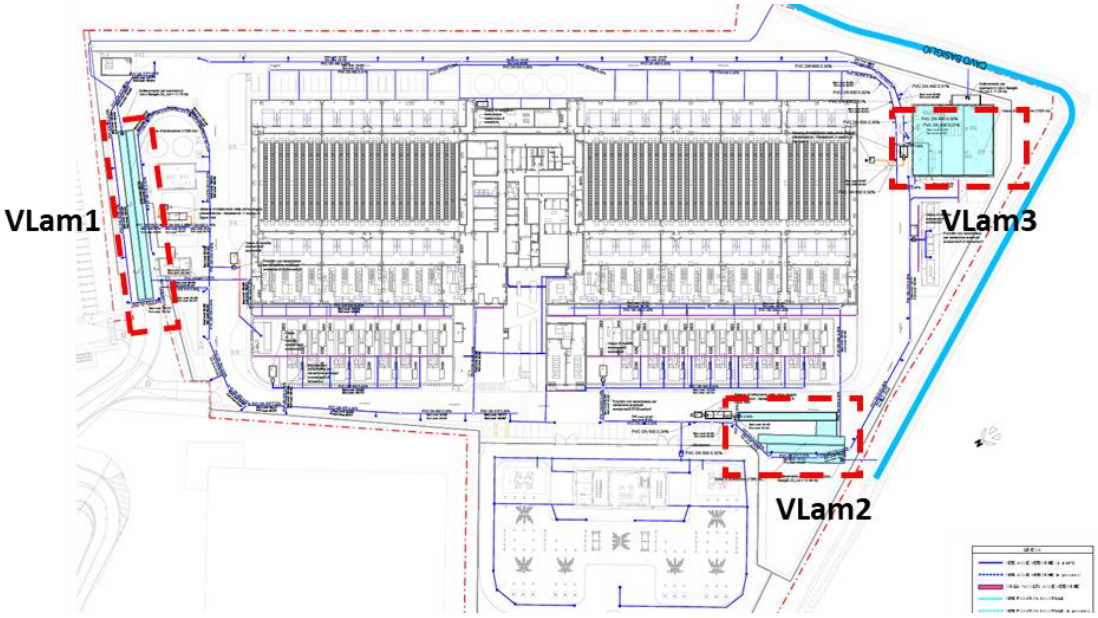


Figura 7 – Rete meteorica

Le portate in uscita da ciascuna vasca di laminazione sono le seguenti:

Vasca di laminazione	A perm. [ha]	A imp. [ha]	Portata max. [l/s]
VLam 1	1.15	0.04	11.70

Vasca di laminazione	A perm. [ha]	A imp. [ha]	Portata max. [l/s]
VLam 2	1.12	0.39	12.46
VLam 3	1.17	0.03	11.78

Il modello afflussi-deflussi utilizzato per il dimensionamento della rete fognaria è il "*Modello della corrivazione*", raccomandato infatti per studiare bacini tipicamente urbani, rapidamente reattivi alle sollecitazioni meteoriche e nei quali la componente traslazionale del *runoff* superficiale e delle portate lungo le condotte è predominante.

Il modello della corrivazione assume che la durata critica dell'evento di pioggia coincida con il tempo di corrivazione del bacino (T_0). Il tempo di corrivazione in un bacino urbano dotato di una rete di fognatura può essere stimato come la somma del tempo di scorrimento sul bacino prima del raggiungimento della rete di drenaggio t_e (*tempo di ingresso in rete*) e del tempo di propagazione all'interno di quest'ultima t_r (*tempo di rete*).

$$T_0 = t_e + t_r$$

Esprimendo l'intensità di pioggia mediante una curva di possibilità pluviometrica a due parametri, la portata critica viene espressa utilizzando la formula razionale nella seguente forma:

$$Q_c = 2.78 \cdot S \cdot \varphi \cdot a(T) \cdot T_0^{n-1}$$

Dove:

- Q_c è la portata critica [l/s]
- S è l'area del bacino scolante considerato [ha]
- T_0 è il tempo di corrivazione [h]
- φ è il coefficiente di afflusso
- a e n sono i parametri della curva di possibilità pluviometrica

Considerando che i bacini in questione sono prevalentemente di tipo urbano, è lecito assumere $t_e = 5\ min$. Il tempo di rete t_r, invece, è dato dalla somma dei tempi di percorrenza di ogni singolo condotto dalle sezioni più a monte fino alla sezione di chiusura seguendo il percorso più lungo della rete fognaria. Pertanto, sarà:

$$t_r = \sum_i \frac{L_i}{V_i}$$

Dove L_i e V_i sono le lunghezze e le velocità dei vari condotti. Per il calcolo delle velocità nei condotti si considera usualmente la condizione di moto uniforme in condizione di massimo riempimento.

Noto il tempo di corrivazione, l'area del bacino scolante e i parametri delle LSPP di riferimento, resta da valutare le perdite idrologiche dovute principalmente all'evaporazione, all'infiltrazione nel terreno, alla formazione sulla superficie del bacino di un velo idrico, all'immagazzinamento in avvallamenti superficiali isolati che non producono deflusso successivamente.

Nella modellazione proposta, la valutazione delle perdite è fatta attraverso il coefficiente di afflusso ϕ, che rappresenta il rapporto tra il volume della pioggia netta ed il volume della pioggia totale, considerato costante per tutta la durata della pioggia. Il coefficiente di afflusso viene valutato separatamente per le aree impermeabili (ϕ_{imp}) e per quelle permeabili (ϕ_{perm}), in modo che venga rispettata la condizione:

$$\varphi = \varphi_{imp} \cdot IMP + \varphi_{perm} \cdot (1 - IMP)$$

dove IMP è il coefficiente di impermeabilità, pari al rapporto tra le aree impermeabili e l'area totale del bacino. Per i calcoli della rete in progetto sono stati considerati i seguenti valori:

- $\varphi_{imp} = 0.95$
- $\varphi_{perm} = 0.30$

La massima portata smaltibile dalle condotte in progetto è stata calcolata nell'ipotesi di moto uniforme con la formula di Chézy:

$$Q_r = k_s A R^{\frac{2}{3}} s_L^{\frac{1}{2}}$$

dove k_s [$m^{1/3}/s$] è il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler (assunto pari a 90 - per le condotte in PEAD e 75 – per le condotte in calcestruzzo), A [m^2] è l'area bagnata della sezione della tubazione, R [m] è il raggio idraulico corrispondente e s_L [m/m] è la pendenza longitudinale.

Una volta ottenuta la portata meteorica di progetto e quella massima smaltibile dalle condotte in progetto, si procede alla conferma del diametro di prima ipotesi verificandone il grado di riempimento e le corrispondenti velocità attraverso la scala delle portate adimensionalizzata rispetto a Q_r, di seguito riportata.

h/D	P/D	A/D²	R/D	V/Vr	Q/Qr
0.05	0.45	0.015	0.033	0.257	0.005

h/D	P/D	A/D^2	R/D	V/Vr	Q/Qr
0.10	0.64	0.041	0.064	0.401	0.021
0.15	0.80	0.074	0.093	0.517	0.049
0.20	0.93	0.112	0.121	0.615	0.088
0.25	1.05	0.153	0.147	0.701	0.137
0.30	1.16	0.198	0.171	0.776	0.196
0.35	1.27	0.245	0.193	0.843	0.263
0.40	1.37	0.293	0.214	0.902	0.337
0.45	1.47	0.343	0.233	0.954	0.416
0.50	1.57	0.393	0.250	1.000	0.500
0.55	1.67	0.443	0.265	1.039	0.586
0.60	1.77	0.492	0.278	1.072	0.672
0.65	1.88	0.540	0.288	1.099	0.756
0.70	1.98	0.587	0.296	1.120	0.837
0.75	2.09	0.632	0.302	1.133	0.912
0.80	2.21	0.674	0.304	1.140	0.977
0.85	2.35	0.711	0.303	1.137	1.030
0.90	2.50	0.744	0.298	1.124	1.066
0.95	2.69	0.771	0.286	1.095	1.074
1.00	3.14	0.785	0.250	1.000	1.000

Il collettore risulta verificato, e quindi accettabile, quando il grado di riempimento risultante non supera il 75 % e le velocità di progetto sono comprese nell'intervallo 0.50 – 5.00 m/s.

Ramo	Rami a monte	S	IMP	Coeff. Affl.	i min	L	DN	Qc/Qr
		[ha]	[%]	[-]	[m/m]	[m]	[mm]	[-]
L1		0.096	100%	0.95	0.003	25	**315**	0.571
L2		0.027	100%	0.95	0.003	35	**250**	0.295
L3	L1+L2	0.211	100%	0.95	0.003	86	**400**	0.631
L4		0.167	100%	0.95	0.003	76	**400**	0.514
L5	L3+L4	0.442	100%	0.95	0.003	30	**500**	0.725
L6		0.222	100%	0.95	0.003	30	**400**	0.702
L7	L6	0.365	100%	0.95	0.003	80	**500**	0.610
L8	L5	0.442	100%	0.95	0.003	10	**500**	0.722
L9		0.077	100%	0.95	0.003	120	**315**	0.432
L10	L9	0.089	100%	0.95	0.003	20	**315**	0.489
L11	L8+L10	0.588	100%	0.95	0.003	15	**500**	0.952
L12		0.217	100%	0.95	0.003	15	**400**	0.644
L13	L11+L12	0.805	100%	0.95	0.003	22	**630**	0.706

Ramo	Rami a monte	S	IMP	Coeff. Affl.	i min	L	DN	Qc/Qr
		[ha]	[%]	[-]	[m/m]	[m]	[mm]	[-]
F1		0.090	100%	0.95	0.003	75	**315**	0.521
F2	F1	0.206	100%	0.95	0.003	87	**400**	0.601
F3	F2	0.291	100%	0.95	0.003	80	**400**	0.814
F4		0.367	100%	0.95	0.003	70	**500**	0.626
F5	F4	0.750	96%	0.92	0.003	70	**630**	0.655
T1		0.126	46%	0.60	0.003	90	**315**	0.453
T2	T1	0.206	67%	0.74	0.003	55	**315**	0.877
T3	T2+HV ST	0.771	55%	0.66	0.003	14	**500**	0.873
T4		0.210	100%	0.95	0.003	85	**400**	0.641
T5	T4	0.301	100%	0.95	0.003	30	**400**	0.903
T6	T5+T3	1.072	68%	0.74	0.003	5	**630**	0.743
T7		0.172	100%	0.95	0.003	46	**400**	0.539
T8	T7	0.345	100%	0.95	0.003	81	**500**	0.572

La verifica della rete di smaltimento delle acque meteoriche è stata effettuata con il codice di calcolo Autodesk Storm and Sanitary Analysys 2023.

5.2.6 Modellazione di rete

Si è proceduto a schematizzare la rete di smaltimento delle acque meteoriche per creare il modello scegliendo di rappresentare i rami principali della rete stessa.

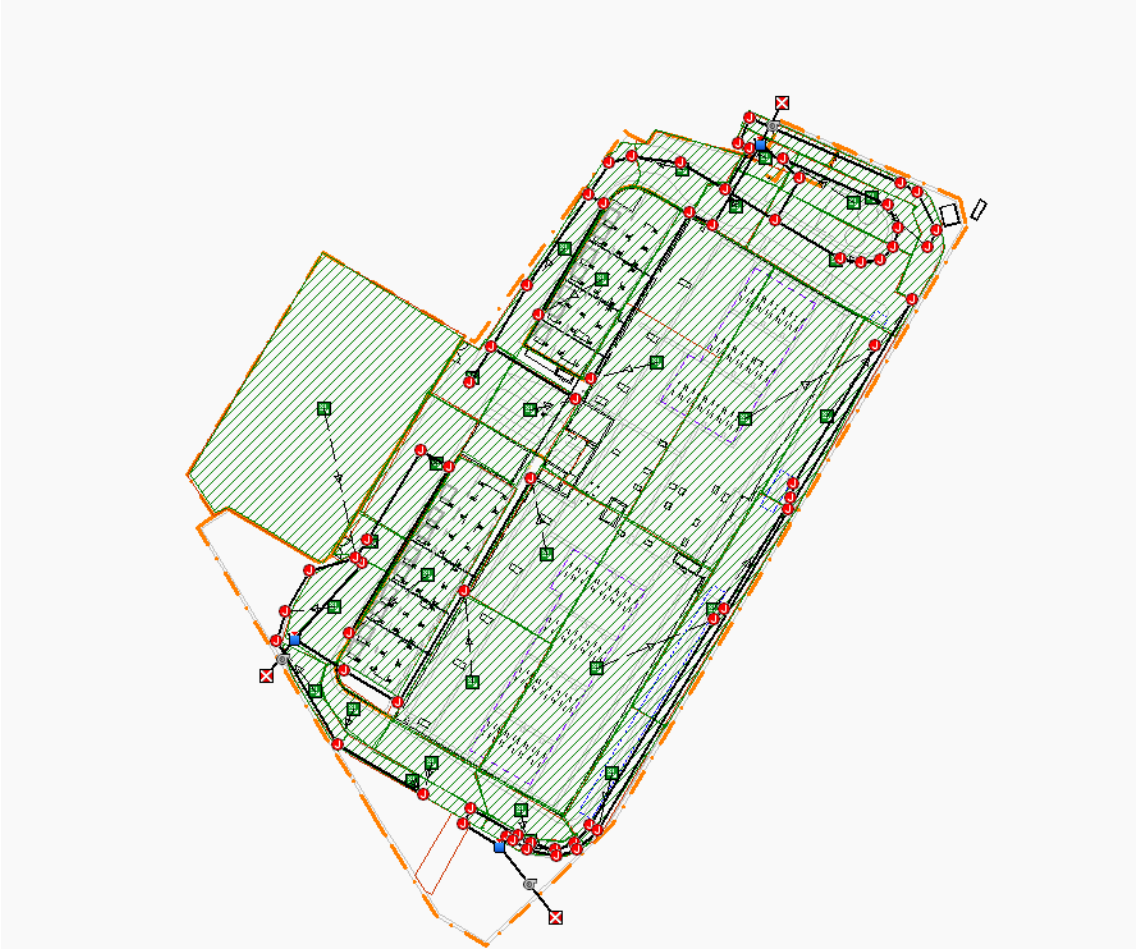


Figura 8 – Modello SSA

La rete è stata poi verificata con intensità pluviometrica ottenuta con i coefficienti della curva di probabilità pluviometrica di TR 100, come sopra riportato, per tempi di pioggia variabili da 30 minuti a 1'440 min, per verificare i gradi di riempimento nelle tubazioni e i volumi di laminazione sia in condizioni di brevi ed intense piogge sia di piogge di lunga durata.

Considerando un evento Tr100 anni e durata di **30 min e intensità costante**, la rete è verifica: i gradi di riempimento di tutte le condotte sono inferiori al 75%, e non si registrano allagamenti.

Figura 9 - Gradi massimi di riempimento delle condotte e livello di allagamento ai nodi

Di seguito è riportato il profilo della linea principale che dal nodo prospicente all'area della stazione di alta tensione arriva fino alla vasca di laminazione al momento del massimo riempimento.

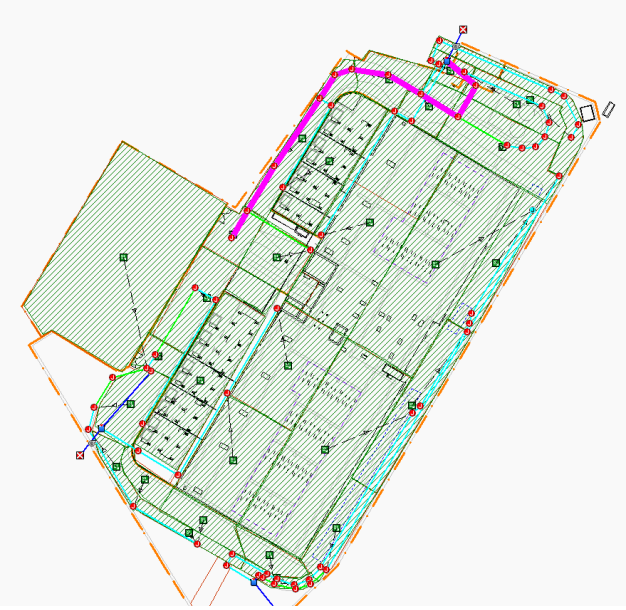


Figura 9 - Tratto 1_VLam1

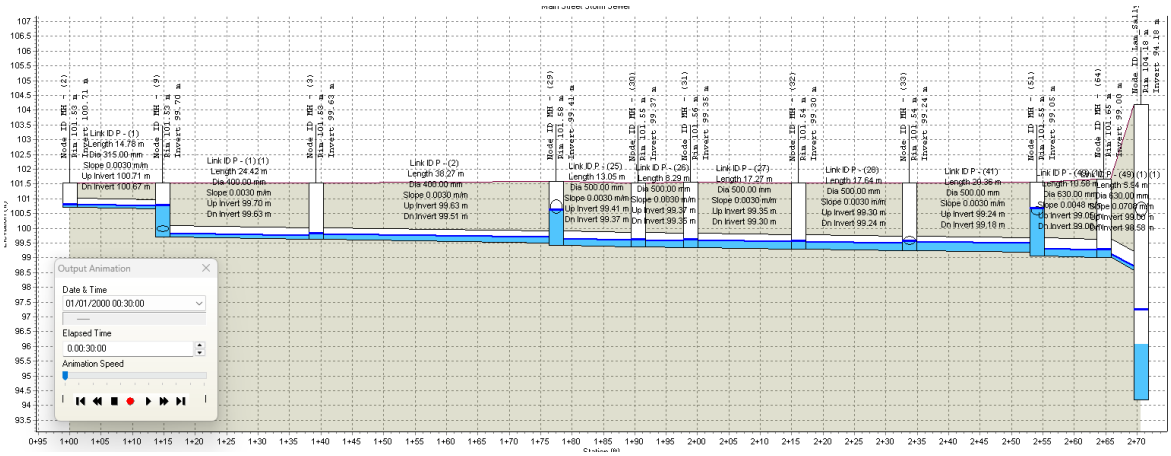


Figura 10 - Tratto 1_VLam1

Figura 11 - Tratto 2_VLam1

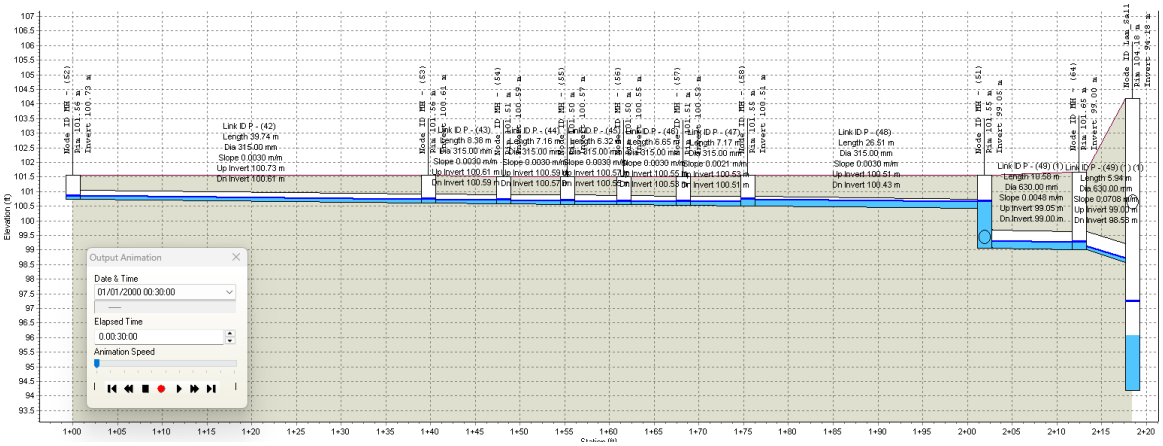


Figura 12 - Tratto 2_VLam1

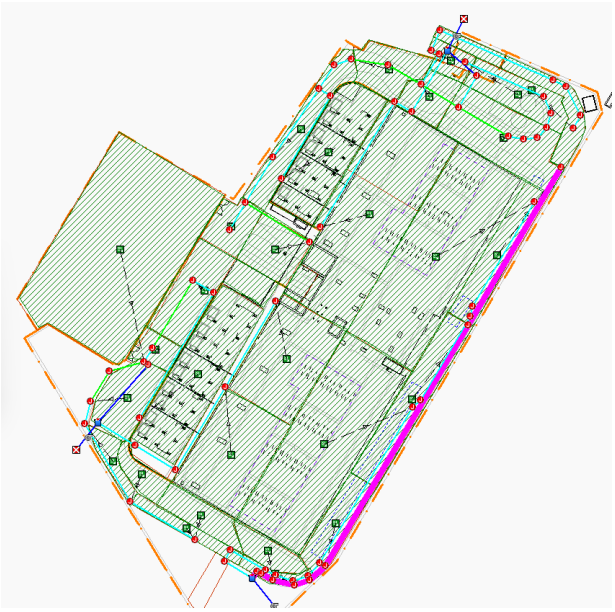


Figura 13 - Tratto 1_VLam3

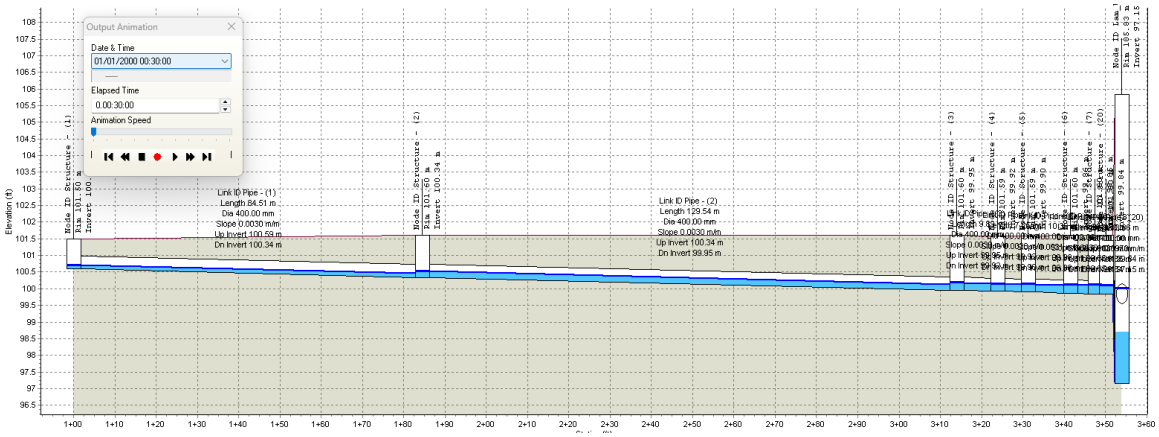


Figura 14 - Tratto 1_VLam3

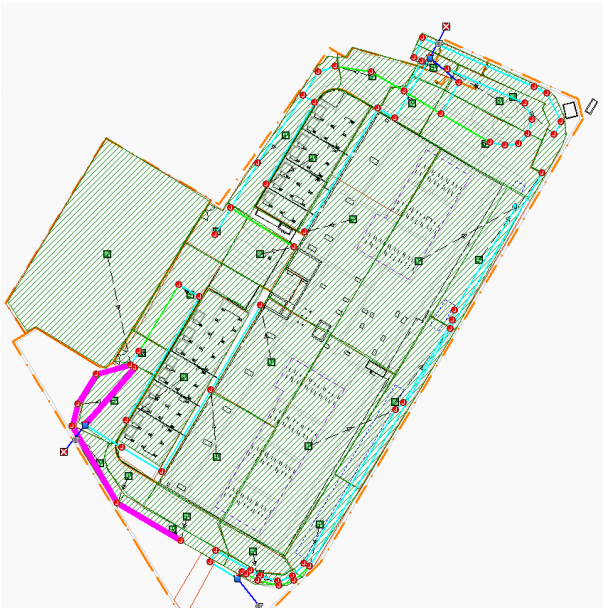


Figura 15 - Tratto 1_VLam2

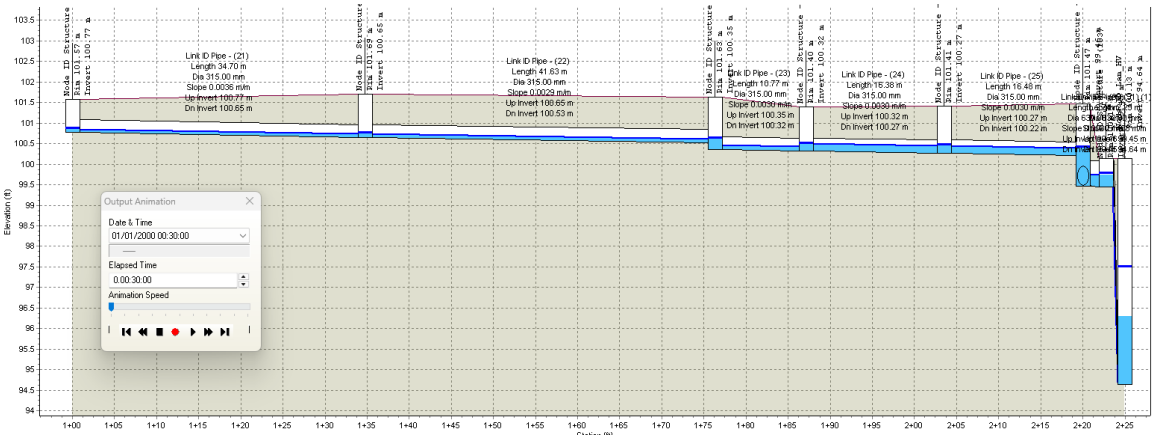


Figura 16 - Tratto 1_VLam2

Come anticipato, la rete è stata modellata anche per eventi con lunghe durate per valutare la capacità di invaso delle condotte e delle vasche di laminazione in progetto.

Si riporta di seguito l'andamento dei volumi che da modello risultano invasati nelle 3 vasche di laminazione al variare della durata dell'evento di progetto.

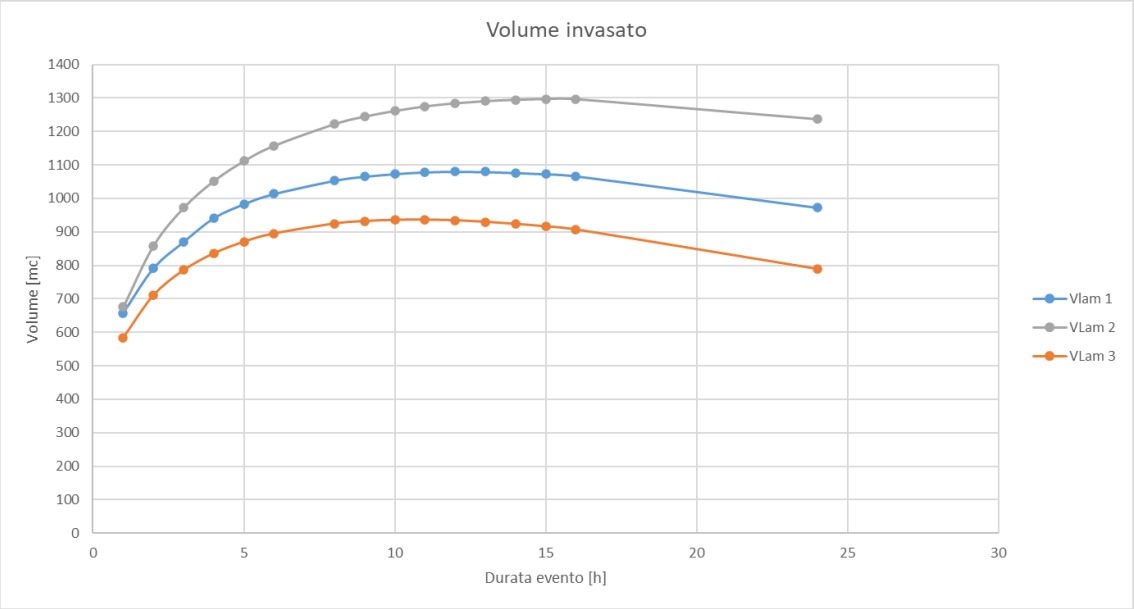


Figura 17 - Andamento dei volumi invasati nelle vasche in funzione della durata dell'evento meteorico

I massimi registrati nelle 3 vasche risultano essere:

Vasca di laminazione	Vol. max [mc]
VLam 1	1'080
VLam 2	937
VLam 3	1’294

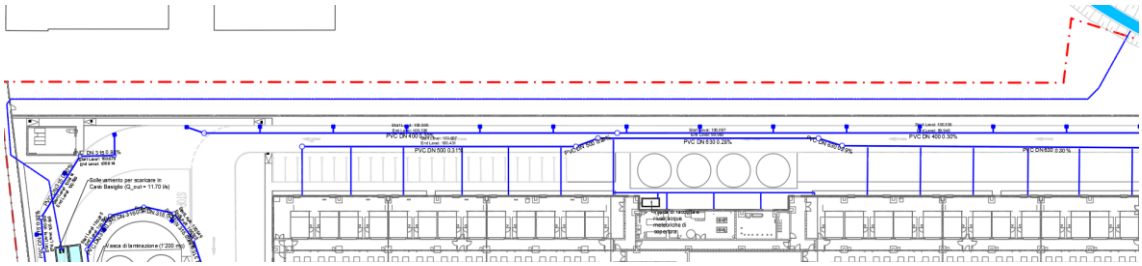
In considerazione dei risultati ottenuti, le volumetrie proposte risultano sufficienti.

5.2.7 Dimensionamento dei sistemi di pompaggio delle vasche di laminazione

Il sistema di pompaggio che garantirà l’efficienza di ciascun sistema di laminazione è costituito da due elettropompe (1+1 di riserva). Per il calcolo della strumentazione idonea si è proceduto a definire il punto di ubicazione dell’impianto e del recapito, nonché il tracciato della premente adottato, così è stato possibile ricavare le perdite di carico che indicativamente si realizzano in un tubo di HDPE, diametro interno predefinito DN180, verificando di contenere le velocità di deflusso nella premente all’interno del rango 0.5 m/s <Vp<2 m/s in modo da non generare eccessive perdite di carico e scongiurando, nel frattempo, fenomeni di sedimentazione.

5.2.7.1 Vasca di laminazione VLam1

Il percorso della condotta di scarico della vasca VLam 1 è lungo circa 270 m, partendo dalla vasca, oltrepassando la recinzione e correndo parallela a quest'ultima fino allo scarico nel cavo Basiglio.



5.2.7.1.1 Calcolo delle perdite di carico distribuite

Il quadro delle perdite di carico associate al tratto di condotta in pressione viene di seguito riportato

$$\Delta H_{distr} = \frac{10.29}{K_S{}^2} \cdot \frac{Q_P{}^2 \cdot L}{D^{5.33}} = 0{,}30\ m$$

Dove Ks è la scabrezza secondo Gauckler-Strickler del HDPE pari a 120 $m^{1/3}/s$; Q_P è la portata di progetto; L = 170 m; Di = 0.158 m

5.2.7.1.2 Calcolo delle perdite di carico concentrate

Le perdite concentrate vengono calcolate sulla base della seguente formula:

$$\Delta H_{conc} = \sum K_i \cdot \frac{V^2}{2g}$$

Dove *V* è la velocità in condotta pari a 0.60 m/s; *Ki* sono i coefficienti assegnati alle singole tipologie di perdita di carico concentrata.

Si ipotizzano le seguenti perdite di carico concentrate:

N°5 cambi di direzione (cautelativ. 90°) (Ki = 0.8)

Da cui si ottiene un valore della somma totale di K pari a 4 ed un conseguente valore totale delle perdite concentrate pari a 0.20 m.

Sommando alle perdite di carico distribuite quelle concentrate si verificano complessivamente perdite di carico pari a: 0.08 m

5.2.7.1.3 Dislivello geodetico

Il dislivello geodetico o prevalenza statica è data dalla differenza fra la quota massima della condotta nel tratto considerato e la quota minima prevista in vasca (livello di arresto pompe)

$$\Delta H_{geo} = 4.65\ m$$

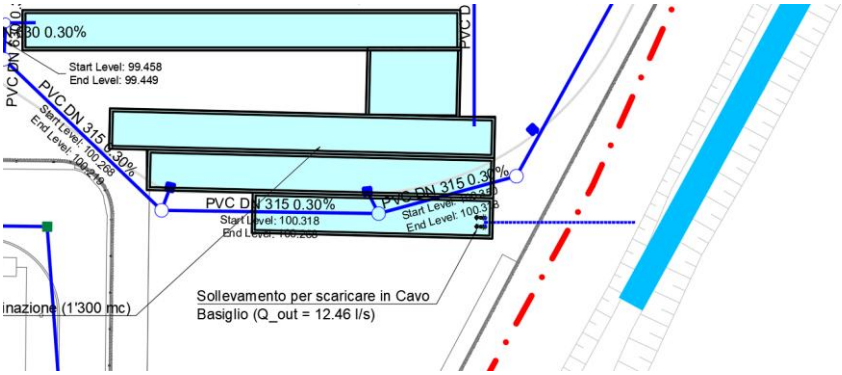
5.2.7.1.4 Prevalenza elettropompa

Sommando tutte le perdite di carico così determinate si ottiene la prevalenza di progetto per l'impianto considerato:

CONTRIBUTO PERDITA DI CARICO	UNITA' DI MISURA [m]
Geodetica	4.65
Perdite di carico Franco	0.38 0.50
TOTALE	**5.53**

5.2.7.2 Vasca di laminazione VLam2

Il percorso della condotta di scarico della vasca VLam 2 è lungo circa 18 m, partendo dalla vasca, oltrepassando la recinzione e scaricando nel cavo Basiglio.



5.2.7.2.1 Calcolo delle perdite di carico distribuite

Il quadro delle perdite di carico associate al tratto di condotta in pressione viene di seguito riportato

$$\Delta H_{distr} = \frac{10.29}{{K_S}^2} \cdot \frac{{Q_P}^2 \cdot L}{D^{5.33}} = 0{,}04\ m$$

Dove Ks è la scabrezza secondo Gauckler-Strickler del HDPE pari a 120 $m^{1/3}/s$; Q_P è la portata di progetto; L = 18 m; Di = 0.158 m

5.2.7.2.2 Calcolo delle perdite di carico concentrate

Le perdite concentrate vengono calcolate sulla base della seguente formula:

$$\Delta H_{conc} = \sum K_i \cdot \frac{V^2}{2g}$$

Dove *V* è la velocità in condotta pari a 0.60 m/s; *Ki* sono i coefficienti assegnati alle singole tipologie di perdita di carico concentrata.

Si ipotizzano le seguenti perdite di carico concentrate:

N°5 cambi di direzione (cautelativ. 90°) (Ki = 0.8)

Da cui si ottiene un valore della somma totale di K pari a 4 ed un conseguente valore totale delle perdite concentrate pari a 0.08 m.

Sommando alle perdite di carico distribuite quelle concentrate si verificano complessivamente perdite di carico pari a: 0.12 m

5.2.7.2.3 Dislivello geodetico

Il dislivello geodetico o prevalenza statica è data dalla differenza fra la quota massima della condotta nel tratto considerato e la quota minima prevista in vasca (livello di arresto pompe)

$$\Delta H_{geo} = 4.65\ m$$

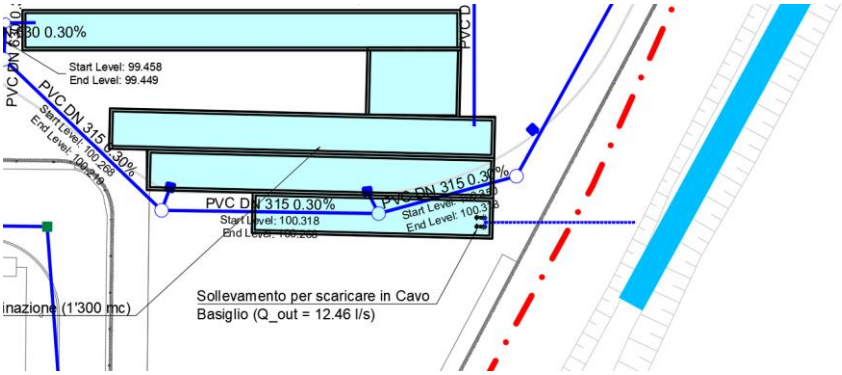
5.2.7.2.4 Prevalenza elettropompa

Sommando tutte le perdite di carico così determinate si ottiene la prevalenza di progetto per l'impianto considerato:

CONTRIBUTO PERDITA DI CARICO	UNITA' DI MISURA [m]
Geodetica	4.65
Perdite di carico	0.12
Franco	0.50
TOTALE	**5.27**

5.2.7.3 Vasca di laminazione VLam3

Il percorso della condotta di scarico della vasca VLam 3 è lungo circa 15 m, partendo dalla vasca, oltrepassando la recinzione e scaricando nel cavo Basiglio.



5.2.7.3.1 Calcolo delle perdite di carico distribuite

Il quadro delle perdite di carico associate al tratto di condotta in pressione viene di seguito riportato

$$\Delta H_{distr} = \frac{10.29}{{K_S}^2} \cdot \frac{{Q_P}^2 \cdot L}{D^{5.33}} = 0{,}03\ m$$

Dove Ks è la scabrezza secondo Gauckler-Strickler del HDPE pari a 120 $m^{1/3}/s$; Q_P è la portata di progetto; L = 15 m; Di = 0.158 m

5.2.7.3.2 Calcolo delle perdite di carico concentrate

Le perdite concentrate vengono calcolate sulla base della seguente formula:

$$\Delta H_{conc} = \sum K_i \cdot \frac{V^2}{2g}$$

Dove *V* è la velocità in condotta pari a 0.60 m/s; *Ki* sono i coefficienti assegnati alle singole tipologie di perdita di carico concentrata.

Si ipotizzano le seguenti perdite di carico concentrate:

N°5 cambi di direzione (cautelativ. 90°) (Ki = 0.8)

Da cui si ottiene un valore della somma totale di K pari a 4 ed un conseguente valore totale delle perdite concentrate pari a 0.07 m.

Sommando alle perdite di carico distribuite quelle concentrate si verificano complessivamente perdite di carico pari a: 0.10 m

5.2.7.3.3 Dislivello geodetico

Il dislivello geodetico o prevalenza statica è data dalla differenza fra la quota massima della condotta nel tratto considerato e la quota minima prevista in vasca (livello di arresto pompe)

$$\Delta H_{geo} = 4.65\ m$$

5.2.7.3.4 Prevalenza elettropompa

Sommando tutte le perdite di carico così determinate si ottiene la prevalenza di progetto per l'impianto considerato:

CONTRIBUTO PERDITA DI CARICO	UNITA' DI MISURA [m]
Geodetica	4.65
Perdite di carico Franco	0.10 0.50
TOTALE	**5.25**

5.2.8 Qualità delle acque meteoriche immesse nel recettore finale

In considerazione del fatto che nel sito si riscontra la presenza di numerosi serbatoi di idrocarburi, a servizio dei generatori di emergenza, in ottemperanza a quanto indicato dal R.R. 4/2006 – art. 3 comma c, tutte le acque superficiali raccolte dalle reti meteoriche vengono depurate dalla prima pioggia a monte dell'ingresso nelle vasche di laminazione; le uniche superfici drenate direttamente nelle vasche risultano essere quelle di copertura.

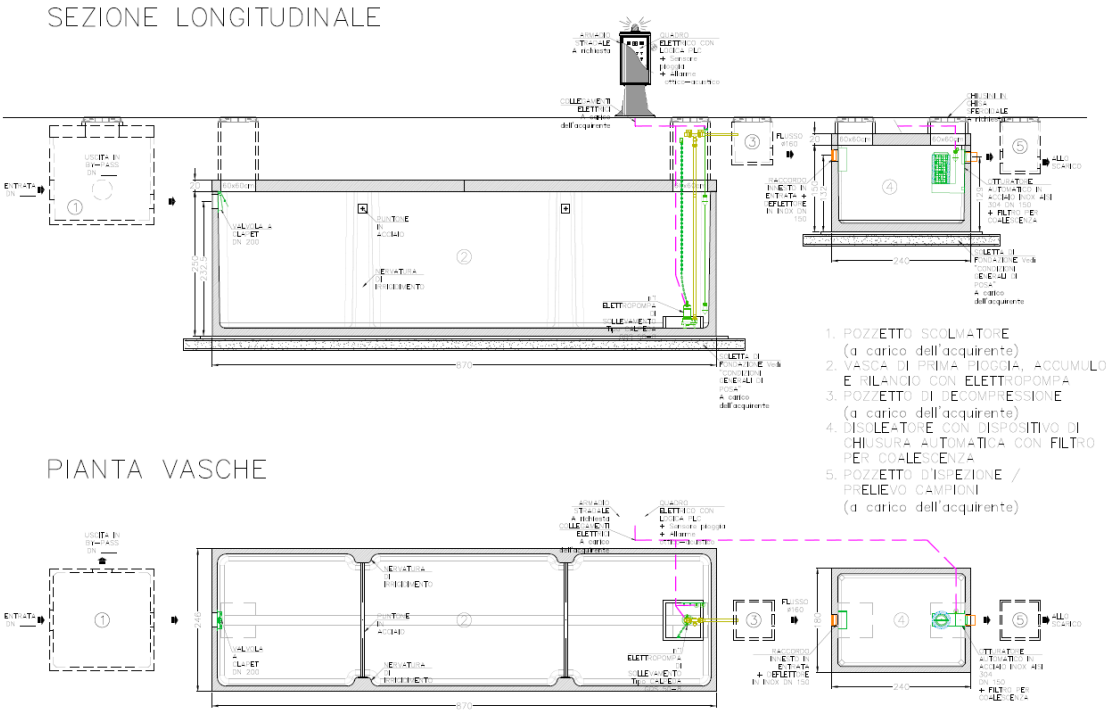


Figura 18 - Tipologico - Impianto di trattamento acque di prima pioggia

Nei tratti di rete a servizio delle aree maggiormente esposte allo stoccaggio e/o alla movimentazione di idrocarburi, ossia i piazzali dei generatori e le piazzole di rifornimento

carburante, si prevede l'installazione di vasche di emergenza per il collettamento di eventuali sversamenti improvvisi e quindi il contenimento degli idrocarburi, evitando che questi vengano immessi nella rete fognaria meteorica.

5.3 RETE DI SMALTIMENTO ACQUE REFLUE – SCARICHI DOMESTICI ED INDUSTRIALI

5.3.1 Rete di smaltimento acque reflue - domestiche

La rete di smaltimento delle acque reflue deve essere in grado principalmente di smaltire le acque reflue antropiche generate dai servizi igienici e le acque di prima pioggia separate dal deflusso meteorico e depurate dai sistemi di trattamento.

La rete complessiva di smaltimento delle acque reflue del sito è composta da due sotto reti: una a servizio della guardiania ed una a servizio dell'edificio principale e dell'edificio di trattamento dell'acqua industriale. Ciascuna delle due reti viene convogliata in una vasca di sollevamento prima di essere rilanciate in fognatura.

5.3.2 Rete di smaltimento acque reflue - industriali

L'acqua emunta dai pozzi viene inizialmente convogliata in due serbatoi esterni di equalizzazione, nei quali arrivano anche le acque di scarto del sistema di raffrescamento adiabatico e le acque chiarificate provenienti dal processo di ispessimento dei fanghi, descritto più avanti.

All'interno di questi serbatoi l'acqua subisce un trattamento di clorazione e aerazione, che permette una prima separazione del manganese. Successivamente viene pompata verso i filtri a sabbia, dove avviene la rimozione del manganese residuo.

L'acqua così prefiltrata viene accumulata in altri due serbatoi e poi inviata agli skid di nanofiltrazione, che effettuano il trattamento finale. Da questi impianti derivano due flussi:

- un flusso di scarto, pari a 2,10 l/s, inviato in fognatura nel rispetto dei limiti del D.Lgs. 152/2006;
- un flusso di acqua trattata, che viene trasferito a due serbatoi di buffer esterni.

Dai serbatoi di buffer, l'acqua passa a serbatoi di grande capacità situati vicino al data centre, dove viene mantenuta costantemente clorata per prevenire la proliferazione della legionella. Da qui viene pompata alle DAHU, all'interno delle quali circola durante la fase evaporativa. Quando la concentrazione dei sali disciolti raggiunge il valore massimo consentito, l'acqua viene scaricata e reimmessa nei serbatoi di equalizzazione per essere nuovamente trattata.

È inoltre previsto un flusso dedicato al controlavaggio dei filtri a sabbia. Con l'uso, infatti, i filtri si saturano di manganese; per ripristinarne l'efficienza si effettua un lavaggio inverso, insufflando acqua e aria dal basso verso l'alto per rimuovere i depositi accumulati.

L'acqua di scarto generata dal controlavaggio viene raccolta in due serbatoi e poi inviata agli ispessitori di fanghi, dove viene aggiunto un flocculante che favorisce la precipitazione del manganese.

Gli ispessitori producono due flussi:

- fanghi ispessiti, stoccati in un apposito serbatoio e smaltiti tramite autocisterna;
- acqua chiarificata, che viene reimmessa nei serbatoi di equalizzazione per essere nuovamente trattata.

In definitiva, la rete industriale, raccoglie lo scarico dei sistemi di raffreddamento e si configura in un sistema di tipo praticamente "chiuso": il risultato finale di questo ciclo è una portata di scarico (scarto) inferiore alla massima circolante nel sistema, da destinare alla fognatura nera, a valle di un pozzetto di campionamento che permetta il monitoraggio di questa tipologia di scarico prima che confluisca con la rete di smaltimento dei reflui domestici.

Come indicato nelle fasi preliminari alla progettazione della rete industriale, la portata massima circolante all'interno della rete industriale è pari a 7.08 l/s, mentre la portata di picco destinata alla fognatura nera (scarto) è pari a 2.10 l/s.

5.3.3 Sistema di scarico della fognatura nera ed allaccio alla fognatura esistente

Si riporta di seguito uno stralcio planimetrico delle reti di scarico dei reflui domestici ed industriali.

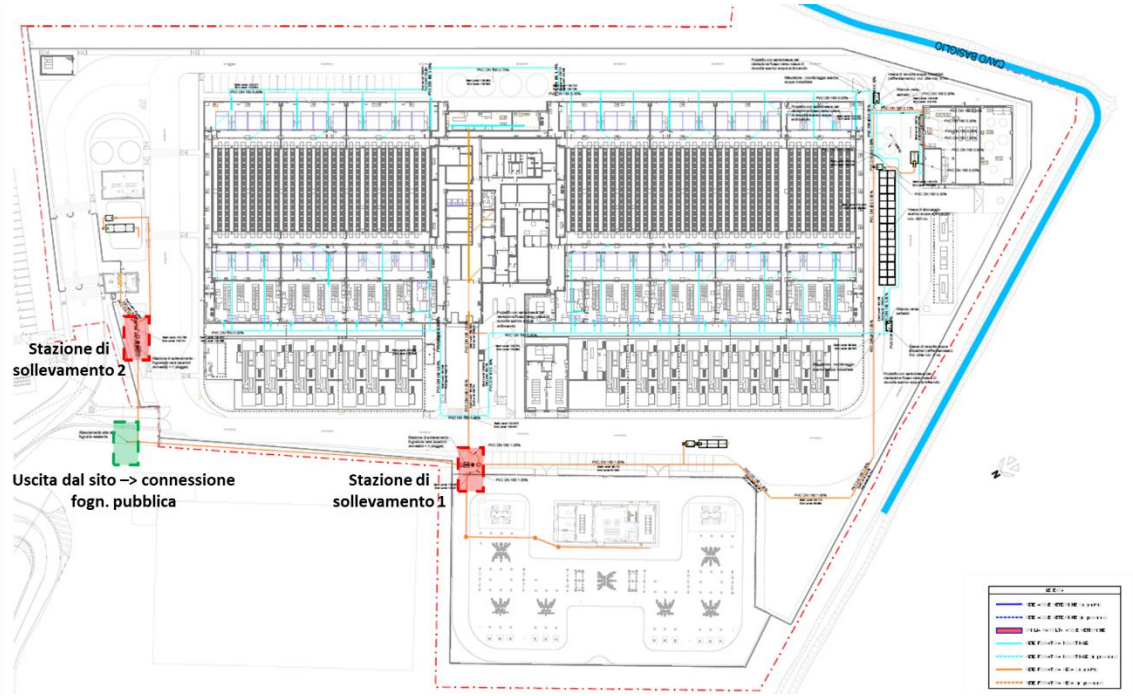


Figura 19 - posizione stazioni di sollevamento ed uscita dal sito

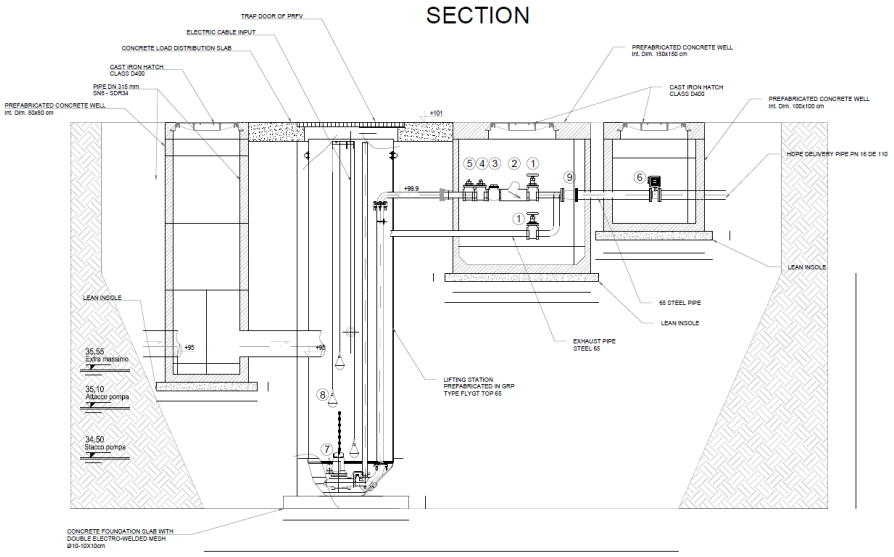


Figura 20 - Tipologico impianto di sollevamento

La rete di fognatura nera, raccolti i reflui antropici e quelli provenienti dal ciclo di depurazione della rete di scarico industriale, convoglia gli scarichi verso un impianto di sollevamento localizzato nei pressi dell'ingresso dell'area della stazione di alta tensione; la rete delle acque reflue provenienti invece dalla guardiania e da uno dei sistemi di trattamento della prima pioggia scarica in una seconda stazione di sollevamento localizzata nei pressi dell'ingresso principali al sito.

Le mandate delle due stazioni di sollevamento si uniscono all'altezza degli ingressi al sito e scaricano le portate nella fognatura esistente.

Come dalle interlocuzioni preliminari intercorse con l'ente gestore (CAP) il pozzetto attualmente individuato per l'allacciamento alla fognatura esistente, in considerazione dello stato attuale della rete, è il nr. 712 in via Thomas Edison. Per i dettagli della linea al di fuori della parte privata del data centre si rimanda al progetto dedicato, e si faccia riferimento ai documenti ARP-98-XX-DR-C-20001, ARP-98-XX-DR-C-60001 e ARP-98-XX-RP-C-80002.

Riepilogando, dalle ipotesi di consumo indicate in fase di progettazione, sono state ricavate le seguenti portate di picco delle acque reflue scaricate dal comparto:

- ACQUE REFLUE - DOMESTICHE: 5.83 l/s, rispettivamente suddivisi in
  - Guardiania: 1 l/s
  - Admin area: 3 l/s
  - Edificio trattamento acqua industriale: 1.83 l/s
- ACQUE REFLUE - INDUSTRIALI: 2.10 l/s

Sia la rete della fognatura civile sia quella per il drenaggio delle acque industriali sono costituite da **tubazioni in PVC SN 8 DN 160 mm**.

Le pendenze della rete di smaltimento delle acque nere è pari, o prossima, a 1% per garantire adeguate velocità all'interno delle condotte comprese tra 0,5 m/s e 5 m/s ed evitare ristagno dei reflui.

La rete di collettori a servizio dello smaltimento delle acque industriali sarà costituita da tubi con pendenza costante dello 0,5% per garantire adeguate velocità all'interno delle condotte comprese tra 0,5 m/s e 5 m/s. **Lungo il collettore finale in uscita dagli edifici è previsto un sistema di misurazione della portata industriale**.

Nei paragrafi successivi verranno riportate le verifiche per il dimensionamento dei collettori di scarico e del sistema di pompaggio.

5.3.4 Verifica e dimensionamento

Le figure seguenti mostrano le capacità di smaltimento dei collettori del progetto. Nello specifico, in ordine di rappresentanza, abbiamo:

- Capacità di smaltimento e scala delle portate DN 160 mm, con pendenza dell'1.0% per lo smaltimento acque reflue

- Capacità di smaltimento e scala delle portate DN 160 mm, con pendenza dell'0.30% per lo smaltimento delle acque industriali

Nello specifico, le tubazioni devono garantire il corretto deflusso delle seguenti portate:

- 4 l/s: massima portata transitante nella rete acque reflue (reflui domestici da edificio trattamento acque industriali 1.83 l/s + reflui da sistema acque industriali 2.10 l/s)
- 7.10 l/s: massima portata circolante nel sistema della rete industriale

Si riporta di seguito la verifica, con scala di deflusso, delle condotte caratterizzate da diametro e pendenza come sopra indicato.

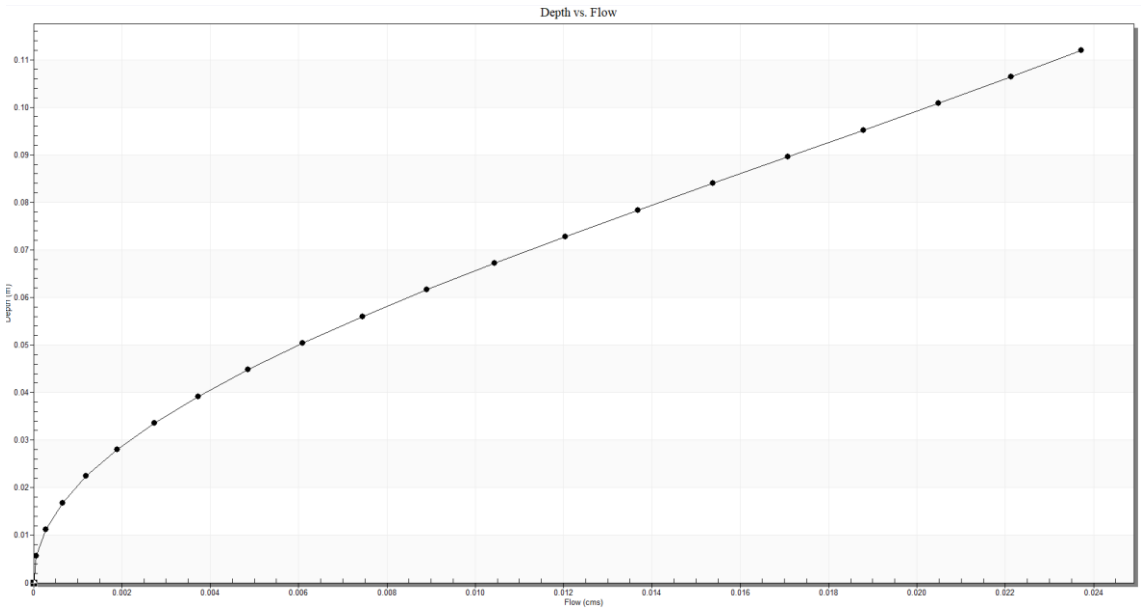


Figura 21 - Scala di deflusso del collettore in PVC DN160 e pendenza dell'1%

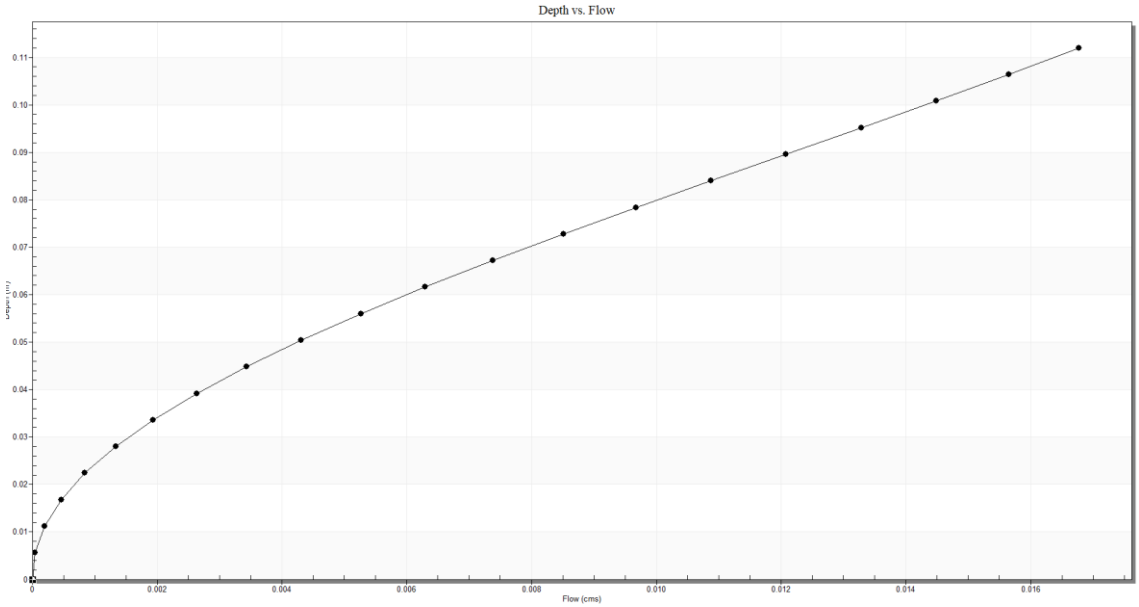


Figura 22 - Scala di portata del collettore in PVC DN160 e pendenza dello 0,3%

5.3.5 Volume utile di stoccaggio della vasca di sollevamento

Le dimensioni della vasca di sollevamento sono determinate in base alla portata di ingresso e di uscita e alla frequenza di avviamento delle pompe (nel progetto sono state previste due pompe di riserva 1+1).

Al fine di evitare sovraccarichi termici delle elettropompe stesse, il volume di accumulo deve essere tale da evitare un numero eccessivo di avviamenti: minore è il numero di avviamenti orari scelti, maggiore sarà il volume utile del serbatoio.

Il volume utile (in metri cubi) necessario per la pompa può essere calcolato con la formula:

$$V_1 = \frac{0.9 \times Q}{n}$$

dove Q è la portata massima della pompa in l/s e n il numero di avviamenti orari programmati.

Ipotizzando un numero di avviamenti all'ora pari a 5, il valore del volume utile minimo per ogni scarica è pari a (assumendo per il dimensionamento la portata massima in arrivo alla stazione) 0.80 mc

Il sistema di pompaggio è costituito da due pompe (di cui una di riserva) e la stazione di sollevamento sarà dotata di un sistema di allarme luminoso e sonoro.

5.3.6 Gestione reflui antincendio

In caso di incendio all'interno degli edifici, le acque reflue antincendio vengono drenate all'interno della rete fognaria (nera ed industriale). In linea con il regolamento dell'Ente Gestore del servizio idrico integrato (Gruppo CAP), è stata predisposta una vasca per il collettamento e lo stoccaggio dei reflui antincendio, che essendo considerati rifiuto non possono essere scaricati in fognatura. I reflui antincendio vengono quindi stoccati in attesa di essere conferiti, in un secondo momento, in discarica.

La vasca per lo stoccaggio dei reflui antincendio è di volume minimo pari a 385 mc (come da indicazione dei progettisti antincendio), ed è costituita da una serie di elementi prefabbricati connessi idraulicamente tra loro.

La vasca è connessa alla rete di fognatura industriali: sono previsti però due punti in cui la rete di fognatura nera si possa connettere, in caso di emergenza, tramite l'apertura di una paratoia inserita in un pozzetto a tre vie, con la rete industriale, e quindi scaricare i reflui antincendio nella vasca.

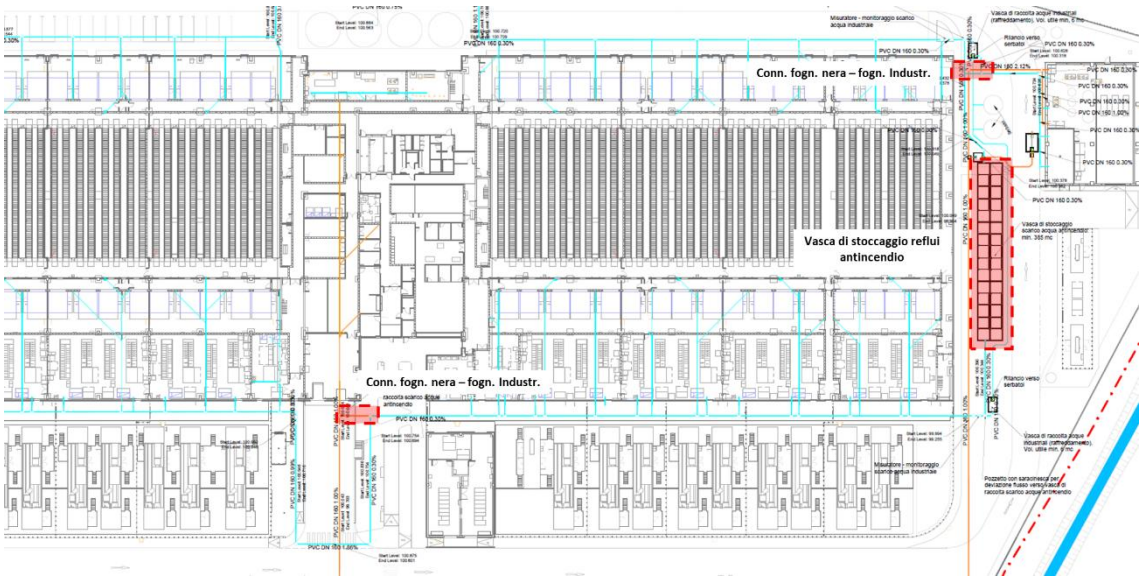


Figura 23 - Connessioni fognatura nera - fognatura industriale e posizione vasca di stocaggio reflui antincendio

5.4 RETE DI APPROVVIGIONAMENTO IDRICO

5.4.1 Approvvigionamento idrico sanitario

L'approvvigionamento dell'acqua potabile per uso domestico dalla rete idrica pubblica, gestita dal gruppo CAP, avviene dalla condotta DE250 HDPE PN16 sita in Via Longarone. Come indicato dal regolamento dell'Ente Gestore (CAP), la pressione minima garantita all'attacco è di 20 m in condizioni di portata zero. Il picco di consumo idrico dell'edificio principale è stimato in 0.73 l/s.

E' quindi prevista, per la distribuzione dalla rete pubblica all'edificio, l'utilizzo di un tubo in HDPE PN16 DE90 al fine di garantire una pressione di 1 bar all'ingresso dell'edificio.

Il sistema avrà un contatore all'ingresso della proprietà; le condotte presenteranno valvole saracinesche ad ogni ramo e si prevedono scarichi e sfiati in corrispondenza dei punti di variazione dell'andamento altimetrico delle condotte. Il ricoprimento minimo garantito delle condotte è di 1,50 m.

5.4.2 Approvvigionamento industriale

La fonte primaria di approvvigionamento idrico industriale del nuovo Data Centre, la cui continuità operativa richiede una fornitura stabile e affidabile di acqua, è costituita da pozzi di emungimento della falda. L'acqua emunta e opportunamente trattata verrà impiegata per il raffrescamento adiabatico dell'aria, con l'obiettivo di ridurre la temperatura a bulbo secco. L'aria così umidificata verrà poi utilizzata per il raffrescamento delle data hall.

Il layout impiantistico proposto identifica l'acqua di falda quale fonte primaria di approvvigionamento, con l'acqua potabile da rete CAP impiegata unicamente come fonte di emergenza, in caso di fermo o indisponibilità dei pozzi. In coerenza con i principi di sostenibilità, l'utilizzo di acqua potabile sarà limitato a situazioni straordinarie, evitando sovraccarichi alla rete acquedottistica pubblica.

6 CONCLUSIONI

La presente relazione rappresenta lo studio condotto per la progettazione del sistema di drenaggio delle acque meteoriche, degli scarichi civili ed industriali e dell'approvvigionamento idrico per uso domestico a servizio della realizzazione di un nuovo datacenter in via Longarone in comune di Zibido San Giacomo

La gestione delle acque meteoriche è garantita da una rete separata che raccoglie il deflusso superficiale rispettivamente dal sedime stradale, dal piazzale dei generatori, dai percorsi pedonali e dai tetti. Le acque meteoriche provenienti dalle aree esterne vengono depurate dalla prima pioggia prima di essere laminate e quindi scaricate nel reticolo superficiale più prossimo all'area di intervento (cavo Basiglio). Le acque provenienti dalle coperture, invece, vengono collettate direttamente nelle vasche di laminazione. Le aree maggiormente esposte al rischio di contaminazione da idrocarburi (piazzale generatori e piazzola di rifornimento) presentano dei volumi di emergenza per il collettamento e lo stoccaggio di eventuali sversamenti improvvisi.

La rete meteorica confluisce in nr. 3 vasche di laminazione: considerata la superficie impermeabile collettata, i requisiti minimi indicati dalla r.r. 7/2017 richiedono un volume di laminazione minimo di 1'795 mc; il volume dato dal sistema delle vasche di laminazione

in progetto risulta pari a 3'700 mc. La rete risulta verificata, senza allagamenti, per eventi con Tr100 e durate variabili da 0.50 h a 24 h.

Lo svuotamento delle vasche avviene per mezzo di impianti di sollevamento che rilanciano le acque meteoriche nel corpo idrico superficiale più prossimo (cavo Basiglio). La portata scaricata è calcolata considerando un coefficiente udometrico massimo di 10 l/s/ha di superficie scolante impermeabile, maggiormente cautelativa rispetto al limite allo scarico imposto dalla r.r. 7/2017, che indica un coefficiente udometrico pari a 20 l/s/ha di superficie scolante impermeabile dell'intervento: la portata in uscita dal sito scaricata nel Cavo Basiglio è pari a 35.94 l/s.

La qualità delle acque scaricate è garantita dalla presenza di sistemi di separazione e quindi trattamento della prima pioggia posti lungo i rami della rete, a monte dell'immissione nelle vasche di laminazione.

Alla luce di quanto sopra riportato, si conclude che in termini di limite allo scarico, di volumetrie di laminazione da garantire e di qualità dell'acqua in uscita dal sistema, è garantita l'invarianza idraulica ed idrologica e la rete risulta compatibile con quanto indicato dal Regolamento Regionale.

Le acque fognarie industriali e civili invece vengono collettate da due reti a loro volta separate. Le prime, seguono un ciclo chiuso di trattamento e quindi non confluiscono verso uno scarico esterno al sito; le seconde invece confluiscono in due vasche di sollevamento ciascuna a servizio delle sottoreti di cui è composto il sistema fognario, e da qui vengono rilanciate nella fognatura esistente.

Tipologia di scarico	Portata di scarico [l/s]	Recapito finale
Acque meteoriche – seconda pioggia	35.94	Cavo Basiglio
Acque meteoriche – prima pioggia	1.80	Fognatura comunale
Acque reflue - scarico industriale	2.10	Fognatura comunale
Scarichi civili (fogna nera)	5.83	Fognatura comunale